

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention d'un diplôme Master
Option : Matériaux et Structures

HOTEL AVEC PISCINE Conception de la structure du bâtiment R+8+sous-sol contreventé par un système mixte et modélisation d'une piscine

Présenté par :

M^{lle} :ARROUDJ Inès-Chahinez

M^{lle} :ATMAOUI Rebiha

M^{lle} :BOUSSEKINE Samia

Promotrice : M^{me} SEGHIR

Co-Promoteur : M^r BOUCHALA

Jury :

M^r: ATTAL

M^r : MERIDJA

Promotion 2012-2013

Table des matières

INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
CHAPITRE 1 GÉNÉRALITÉS	3
1.1. INTRODUCTION.....	3
1.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE	3
1.3. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES	4
1.4. SYSTÈME STRUCTURAL.....	4
1.5. CARACTÉRISTIQUES DU SOL D'ASSISE.....	4
CHAPITRE 2 PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS.....	6
2.1. INTRODUCTION.....	6
2.2. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES.....	6
2.2.1. Planchers	6
2.2.2. Acrotère.....	10
2.2.3. Escaliers.....	11
2.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES.....	15
2.4. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS PRINCIPAUX	18
2.4.1. Poutres	18
2.4.2. Poteaux.....	19
2.4.3. Voile	20
2.5. DESCENTE DE CHARGE	21
2.5.1. Evaluation de la descente des charges pour le poteau central F3	22
2.5.2. Evaluation de la descente des charges pour le poteau B3 situé près de la cage d'escalier.....	25
CHAPITRE 3 CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX.....	33
3.1. ETUDE DES PLANCHERS.....	33
3.1.1. Calcul des poutrelles	33
3.2. DALLES PLEINES	59
3.2.1. Différents types de dalles	59
3.3. ETUDE DE L'ACROTÈRE	75
3.4. ETUDE DES ESCALIERS.....	81
3.5. ETUDE DE LA POUTRE PALIÈRE	90
3.6. ETUDE DE LA POUTRE BRISÉE.....	94
3.7. ETUDE DE LA POUTRE DE CHAINAGE.....	97
3.8. ETUDE DE L'ASCENSEUR.....	100
CHAPITRE 4 ETUDE DYNAMIQUE.....	110
4.1. INTRODUCTION.....	110
4.2. CARACTÉRISTIQUES DE LA STRUCTURE	110
4.3. MÉTHODE DE CALCUL	110
4.3.1. Méthode statique équivalente	111
4.3.2. Méthode dynamique.....	114
4.3.3. Modélisation de la structure	115

4.4. INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE	116
4.5. VÉRIFICATIONS DES RÉSULTATS.....	119
4.5.1. <i>Mode de vibration et taux de participation massique</i>	119
4.5.2. <i>Vérification de l'interaction voiles portiques</i>	119
4.6. VÉRIFICATION DE L'EFFORT RÉDUIT	122
4.7. VÉRIFICATION DE LA RÉSUPTANTE DES FORCES	122
4.8. VÉRIFICATION VIS-À-VIS DES DÉPLACEMENTS	123
CHAPITRE 5 CALCUL DES ÉLÉMENTS PRINCIPAUX	126
5.1. INTRODUCTION.....	126
5.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX.	128
5.3. FERRAILLAGES DES POUTRES	135
5.4. VÉRIFICATION DES ZONES NODALES	143
5.5. FERRAILLAGE DES VOILES.....	145
CHAPITRE 6 ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	153
6.1. INTRODUCTION.....	153
6.1.1. <i>Calcul de surfaces et poids du radier</i>	155
6.1.2. <i>Les Vérifications nécessaires</i>	155
6.2. LE FERRAILLAGE	158
6.2.1. <i>Dalle du radier</i> :	158
6.2.2. <i>Les nervures</i>	161
CHAPITRE 7 ETUDE DYNAMIQUE DE LA PISCINE.....	166
7.1. INTRODUCTION.....	166
7.2. INTERACTION FLUIDE_STRUCTURE	167
7.3. QUELQUES MÉTHODES DE PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION FLUIDE_STRUCTURE	168
7.3.1. <i>Méthode de Housner</i>	168
7.3.2. <i>Méthodes utilisant les recommandations de l'Eurocode-8</i>	171
7.3.3. <i>Méthode des éléments finis</i>	173
7.4. MODÉLISATION	173
7.5. RÉPONSE SISMIQUE	177
CONCLUSION GÉNÉRALE	180
BIBLIOGRAPHIE	182

Table des figures

FIGURE 2-1 PLANCHER À CORPS CREUX.....	7
FIGURE 2-2 COUPE D'UNE POUTRELLE	7
FIGURE 2-3 DISPOSITION DES POUTRELLES.....	8
FIGURE 2-4 DALLE SUR DEUX APPUIS.....	9
FIGURE 2-7 COUPE DE L'ACROTÈRE POUR (TERRASSE INACCESSIBLE (1) ET ACCESSIBLE (2))	10
FIGURE 2-5 DALLE SUR TROIS APPUIS	10
FIGURE 2-6 DALLE SUR QUATRE APPUIS	10
FIGURE 2-8 ESCALIERS DROITS	11
FIGURE 2-9 SCHÉMA STATIQUE	11
FIGURE 2-10 COUPE DU VOILE EN ÉLEVATION	20
FIGURE 2-11 SCHÉMA STATIQUE DE LA DESCENTE DE CHARGE	21
FIGURE 2-12 SURFACES AFFÉRENTES DU POTEAU CENTRAL	22
FIGURE 2-13 SURFACES AFFÉRENTES DU POTEAU DE LA CAGE D'ESCALIER	25
FIGURE 2-14 SECTION BRUTE (B_R)	30
FIGURE 3-1 SCHÉMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION.....	57
FIGURE 3-2 : DALLE SUR TROIS APPUIS	59
FIGURE 3-3 SECTION DE LA DALLE PLEINE À FERRAILLER.....	60
FIGURE 3-4 DALLE SUR DEUX APPUIS	65
FIGURE 3-5 SCHÉMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE SUR DEUX APPUIS.....	74
FIGURE 3-6 SCHÉMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE DU TYPE 1 SUR TROIS APPUIS.....	74
FIGURE 3-7 SCHÉMA STATIQUE DE L'ACROTÈRE	75
FIGURE 3-8 SCHÉMA DE FERRAILLAGE DES 2 ACROTÈRES	80
FIGURE 3-9 ESCALIER DU TYPE 1	85
FIGURE 3-10 ESCALIER DU TYPE 2	87
FIGURE 3-11 COUPE TRANSVERSALE DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIÈRE	93
FIGURE 3-12 COUPE TRANSVERSALE DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE BRISÉE.....	97
FIGURE 3-13 COUPE TRANSVERSALE DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAÎNAGE.....	99
FIGURE 3-14 CAGE D'ASCENSEUR	100
FIGURE 3-15 SCHÉMA REPRÉSENTANT LA SURFACE D'IMPACT	104
FIGURE 4-1 SPECTRE DE RÉPONSE.....	115
FIGURE 4-2 MODÈLE 3D DE LA STRUCTURE	116
FIGURE 4-3 DISPOSITION DES VOILES.....	117
FIGURE 4-4 COMPORTEMENT DE LA STRUCTURE SELON LA DISPOSITION CHOISIE.	118
FIGURE 5-1 SECTION DU POTEAU	132
FIGURE 5-2 SCHÉMAS DE FERRAILLAGE DES POTEAUX DE LA ZONE 1 ET ZONE 2.....	134
FIGURE 5-3 SCHÉMAS DE FERRAILLAGE DES POTEAUX DES ZONES 3 ET 4.....	134
FIGURE 5-4 SCHÉMA DE FERRAILLAGE DES POTEAUX DE LA ZONE 5.....	135
FIGURE 5-5 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVE DES ARMATURES DES POUTRES	141
FIGURE 5-6 SCHÉMAS DE FERRAILLAGE DES POUTRES	142
FIGURE 5-7 ZONE NODALE	143
FIGURE 5-8 SCHÉMA DE FERRAILLAGE DU VOILE V_{x1} DE LA ZONE 1.....	152
FIGURE 6-1 SCHÉMA DU POINÇONNEMENT.....	156

FIGURE 6-2 DALLE SUR QUATRE APPUIS	158
FIGURE 6-3 SCHÉMA DE FERRAILLAGE DU RADIER GÉNÉRAL	160
FIGURE 6-4 SCHÉMA STATIQUE DES NERVURES LONGITUDINALES DANS LE SENS X-X	161
FIGURE 6-5 SCHEMA STATIQUE DES NERVURES TRANSVERSALES DANS LE SENS Y-Y	162
FIGURE 6-6 SECTION À FERRAILLER	163
FIGURE 6-7 SCHÉMAS DE FERRAILLAGE DES NERVURES	165
FIGURE 7-1 MÉCANISME DE COUPLAGE FLUIDE_STRUCTURE	167
FIGURE 7-2 MODÈLE DE HOUSNER (1957) [8]	169
FIGURE 7-3 MODÈLE DE MASSE PASSIVE M_i ET DE MASSE ACTIVE M_c [8]	169
FIGURE 7-4 MODÈLE MÉCANIQUE DE HOUSNER POUR UN RÉSERVOIR SURÉLEVÉ [8]	170
FIGURE 7-5 SCHÉMA DE LA PISCINE	170
FIGURE 7-6 MODÈLE À 1 DDL AVEC L'EAU.....	173
FIGURE 7-7 MODÈLE À 2DDL	174
FIGURE 7-8 VUE EN 3D DE LA PISCINE	176
FIGURE 7-9 ACCÉLÉRATION SISMIQUE DU SÉISME DE BOUMÈRDES.....	177
FIGURE 7-10 LES EFFORTS TRANCHANT À LA BASE DANS LE MODÈLE 3D.....	178
FIGURE 7-11 COMPARAISON DES EFFORTS TRANCHANTS À LA BASE ENTRE LE MODÈLE 1DDL ET 2 DDL	178

Liste des Tableaux

TABEAU 2-1 ÉVALUATION DES CHARGE DU PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE	15
TABEAU 2-2 ÉVALUATION DES CHARGE DU PLANCHER TERRASSE ACCESSIBLE	15
TABEAU 2-3 ÉVALUATION DES CHARGES DU PLANCHER ÉTAGE COURANT.....	16
TABEAU 2-4 ÉVALUATION DES CHARGES DE LA DALLE PLEINE	16
TABEAU 2-5 ÉVALUATION DES CHARGES DE L'ACROTÈRE ACCESSIBLE	16
TABEAU 2-6 ÉVALUATION DES CHARGES DE L'ACROTÈRE INACCESSIBLE	17
TABEAU 2-7 ÉVALUATION DES CHARGES DE LA VOLÉE TYPE 1.....	17
TABEAU 2-8 ÉVALUATION DES CHARGES DES VOLÉES	17
TABEAU 2-9 ÉVALUATIONS DES CHARGES DU PALIER.....	18
TABEAU 2-10 ÉVALUATION DES CHARGES DU MUR EXTÉRIEUR	18
TABEAU 2-11 SECTION DES POTEUX PRÉALABLES	20
TABEAU 2-12 DESCENTE DE CHARGE POUR LE POTEAU F3	24
TABEAU 2-13 DESCENTE DE CHARGE POUR LE POTEAU B3	27
TABEAU 2-14 RÉCAPITULATION DES RÉSULTATS.....	28
TABEAU 2-15 VÉRIFICATION SELON LE CRITÈRE DE RÉSISTANCE.....	29
TABEAU 2-16 VÉRIFICATION DE STABILITÉ DE FORME POUR LE SOUS SOL.....	31
TABEAU 2-17 VÉRIFICATION DE STABILITÉ DE FORME POUR LE RDC.....	31
TABEAU 2-18 VÉRIFICATION DE STABILITÉ DE FORME POUR LES ÉTAGES COURANTS (1 2 3)	31
TABEAU 2-19 VÉRIFICATION DE STABILITÉ DE FORME POUR LES ÉTAGES COURANTS (4 5 6)	31
TABEAU 2-20 VÉRIFICATION DE STABILITÉ DE FORME POUR LES ÉTAGES (7 8).....	32
TABEAU 2-21 VÉRIFICATION DE STABILITÉ DE FORME POUR LA TERRASSE.	32
TABEAU 2-22 RÉCAPITULATIONS POUR LES VÉRIFICATIONS DE LA STABILITÉ DE FORME	32
TABEAU 3-1 TYPES DE POUTRELLES.....	34
TABEAU 3-2 CHARGES ET SURCHARGES D'EXPLOITATION SUR LES POUTRELLES	35
TABEAU 3-3 LES SOLlicitATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 5 (PLANCHER TERRASSE).....	37
TABEAU 3-4 LES SOLlicitATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 5 (PLANCHER TERRASSE).....	37
TABEAU 3-5 LES SOLlicitATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 1 (PLANCHER TERRASSE)	38
TABEAU 3-6 LES SOLlicitATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 1 (PLANCHER TERRASSE)	38
TABEAU 3-7 LES SOLlicitATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 2 (PLANCHER TERRASSE).....	38
TABEAU 3-8 LES SOLlicitATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 2 (PLANCHER TERRASSE)	39
TABEAU 3-9 LES SOLlicitATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 3 (PLANCHER TERRASSE)	39
TABEAU 3-10 LES SOLlicitATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 3 (PLANCHER TERRASSE)	39
TABEAU 3-11 LES SOLlicitATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 4 (PLANCHER TERRASSE)	39
TABEAU 3-12 LES SOLlicitATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 4 (PLANCHER TERRASSE)	40
TABEAU 3-13 LES SOLlicitATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 5 (PLANCHER TERRASSE)	40
TABEAU 3-14 LES SOLlicitATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 5 (PLANCHER TERRASSE)	40
TABEAU 3-15 LES SOLlicitATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 6 (PLANCHER TERRASSE)	40
TABEAU 3-16 LES SOLlicitATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 6 (PLANCHER TERRASSE)	41
TABEAU 3-17 LES SOLlicitATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 1 (PLANCHER SOUS SOL)	41
TABEAU 3-18 LES SOLlicitATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 1 (PLANCHER SOUS SOL)	41
TABEAU 3-19 LES SOLlicitATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 6 (PLANCHER SOUS SOL)	42
TABEAU 3-20 LES SOLlicitATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 6 (PLANCHER SOUS SOL)	42

TABEAU 3-21 LES SOLLICITATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 1 (PLANCHER DES ÉTAGES COURANTS)	42
TABEAU 3-22 LES SOLLICITATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 1 (PLANCHER DES ÉTAGES COURANTS)	43
TABEAU 3-23 LES SOLLICITATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 2 (PLANCHER DES ÉTAGES COURANTS)	43
TABEAU 3-24 LES SOLLICITATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 2 (PLANCHER DES ÉTAGES COURANTS)	43
TABEAU 3-25 LES SOLLICITATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 3 (PLANCHER DES ÉTAGES COURANTS)	44
TABEAU 3-26 LES SOLLICITATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 3 (PLANCHER DES ÉTAGES COURANTS)	44
TABEAU 3-27 LES SOLLICITATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 4 (PLANCHER DES ÉTAGES COURANTS)	44
TABEAU 3-28 LES SOLLICITATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 4 (PLANCHER DES ÉTAGES COURANTS)	44
TABEAU 3-29 LES SOLLICITATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 5 (PLANCHER DES ÉTAGES COURANTS)	45
TABEAU 3-30 LES SOLLICITATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 5 (PLANCHER DES ÉTAGES COURANTS)	45
TABEAU 3-31 LES SOLLICITATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 6 (PLANCHER DES ÉTAGES COURANTS)	45
TABEAU 3-32 LES SOLLICITATIONS DES POUTRELLES DU TYPE 6 (PLANCHER DES ÉTAGES COURANTS)	45
TABEAU 3-33 LES SOLLICITATIONS MAXIMALES DES POUTRELLES	46
TABEAU 3-34 CALCUL DES SECTIONS D'ARMATURES DES POUTRELLES.	55
TABEAU 3-35 VÉRIFICATION DES ÉTATS LIMITES DE COMPRESSION DU BÉTON.	56
TABEAU 3-36 VÉRIFICATION DES ÉTATS LIMITES DE DÉFORMATION DES DIFFÉRENTS TYPES DE POUTRELLES	56
TABEAU 3-37 TABLEAU DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES.....	58
TABEAU 3-38 SOLLICITATIONS DE LA DALLE DU TYPE 2	65
TABEAU 3-39 SOLLICITATIONS DE LA DALLE DU TYPE 3	67
TABEAU 3-40 SOLLICITATIONS DE LA DALLE DU TYPE 4	68
TABEAU 3-41 SOLLICITATIONS DE LA DALLE DU TYPE 5 (CAGE D'ESCALIER)	70
TABEAU 3-42 SOLLICITATIONS DE LA DALLE ENTOURANT L'ASCENSEUR.....	72
TABEAU 3-43 CHARGES ET CENTRES DE GRAVITÉ DES 2 ACROTÈRES.....	76
TABEAU 3-44 LES SOLLICITATIONS DES ACROTÈRES	76
TABEAU 3-45 LES SOLLICITATIONS DE COMBINAISON DES 2 ACROTÈRES.....	76
TABEAU 3-46 SOLLICITATION À L'E.L.U ESCALIER DU TYPE 1.	81
TABEAU 3-47 VÉRIFICATION DES CONTRAINTES À L'E.L.S, ESCALIERS DU TYPE 1.....	82
TABEAU 3-48 SOLLICITATION À L'E.L.U, ESCALIERS DU TYPE 1 (À TROIS VOLÉES)	83
TABEAU 3-49 VÉRIFICATIONS DES CONTRAINTES À L'E.L.S, ESCALIERS DU TYPE 1(À TROIS VOLÉES)	84
TABEAU 3-50 SOLLICITATION À L'E.L.U DES ESCALIERS DU TYPE2.	85
TABEAU 3-51 VÉRIFICATION DES CONTRAINTES À L'E.L.S, ESCALIERS DU TYPE2.	86
TABEAU 3-52 VÉRIFICATION DES CONTRAINTES À L'E.L.S, ESCALIERS DU TYPE 3.....	89
TABEAU 3-53 LES SOLLICITATIONS DE LA POUTRE PALIÈRE.	90
TABEAU 3-54 TABLEAU RÉCAPITULATIF DES RÉSULTATS DE CALCUL.....	102
TABEAU 4-1PÉRIODE ET TAUX DE PARTICIPATION	119
TABEAU 4-2 CHARGES VERTICALES REPRIS PAR LES PORTIQUES ET LES VOILES.....	120
TABEAU 4-3 CHARGES HORIZONTALES REPRIS PAR LES PORTIQUES ET LES VOILES SELON (xx)	121
TABEAU 4-4CHARGES HORIZONTALES REPRIS PAR LES PORTIQUES ET LES VOILES SELON (yy)	121
TABEAU 4-5 VÉRIFICATION DE L'EFFORT NORMAL RÉDUIT DANS LES POTEAUX.....	122
TABEAU 4-6 VÉRIFICATION DE LA RÉSULTANTE DES FORCES	122
TABEAU 4-7 VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS SELON LE SENS (xx).....	123
TABEAU 4-8VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS SELON LE SENS (yy).....	123
TABEAU 4-9 VÉRIFICATION A L'EFFET P-Δ SELON LES SENS (xx).....	125
TABEAU 4-10 VÉRIFICATION DE L'EFFET P-Δ SELON LE SENS (yy).....	125
TABEAU 5-1 LES SOLLICITATIONS MAX DANS LES POTEAUX.	129

TABLEAU 5-2 FERRAILLAGE ARMATURES LONGITUDINALE	129
TABLEAU 5-3 FERRAILLAGE DES ARMATURES TRANSVERSAL	131
TABLEAU 5-4 RÉSULTATS DE LA VÉRIFICATION DE L'EFFORT NORMALE ULTIME.....	132
TABLEAU 5-5 VÉRIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BÉTON.....	133
TABLEAU 5-6 VÉRIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES.....	134
TABLEAU 5-7 SOLLICITATIONS DES POUTRES PRINCIPALES ET SECONDAIRES	135
TABLEAU 5-8 FERRAILLAGE DES ARMATURES LONGITUDINALES	137
TABLEAU 5-9 VÉRIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES	139
TABLEAU 5-10 VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE LIMITE DU BÉTON.....	140
TABLEAU 5-11 MOMENTS RÉSISTANTS DANS LES POTEAUX	144
TABLEAU 5-12 MOMENTS RÉSISTANTS DANS LES POUTRES	144
TABLEAU 5-13 VÉRIFICATION DE LA ZONE NODALE DES DIFFÉRENTS ÉTAGES.....	144
TABLEAU 5-14 FERRAILLAGE DU VOILE Vx1.....	147
TABLEAU 5-15 FERRAILLAGE DU VOILE Vx2	147
TABLEAU 5-16 FERRAILLAGE DU VOILE Vx3	148
TABLEAU 5-17 FERRAILLAGE DU VOILE Vx4.....	148
TABLEAU 5-18 FERRAILLAGE DU VOILE Vx5.....	149
TABLEAU 5-19 FERRAILLAGE DU VOILE Vx6	149
TABLEAU 5-20 FERRAILLAGE DU VOILE Vy1	150
TABLEAU 5-21 FERRAILLAGE DU VOILE Vy2	150
TABLEAU 5-22 FERRAILLAGE DU VOILE Vy3	151
TABLEAU 5-23 FERRAILLAGE DU VOILE Vy4	151
TABLEAU 6-1 EFFORTS GLOBAUX A LA BASE DE LA STRUCTURE.....	155
TABLEAU 6-2 RÉSUMÉ DES RÉSULTATS.....	159
TABLEAU 6-3 RÉSUMÉ DES RÉSULTATS.....	160
TABLEAU 6-4 SOLLICITATIONS DE LA NERVURE DANS LE SENS X-X	162
TABLEAU 6-5 SOLLICITATIONS DE LA NERVURE DANS LE SENS Y-Y	162
TABLEAU 6-6 RÉSUMÉ DES RÉSULTATS.....	163
TABLEAU 6-7 VÉRIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES	163
TABLEAU 6-8 RÉSUMÉ DES RÉSULTATS.....	164
TABLEAU 7-1 CARACTÉRISTIQUES PROPOSÉES PAR L'EC-8	171

Notation et indexe

ELU : état limite ultime.
 ELS : état limite de service.
 G : charge permanente.
 Q : charge d'exploitation.
 E : charge due au séisme.
 A_s : aire de l'acier.
 B : aire de la section du béton.
 E : module d'élasticité longitudinal.
 E_b : module de déformation longitudinal du béton.
 E_i : module de déformation instantané (E_{ij} à l'âge de j jours).
 E_v : module de déformation différé (E_{vj} pour chargement appliqué à l'âge de j jours).
 E_s : module d'élasticité de l'acier.
 I : moment d'inertie.
 L : longueur de portée.
 M : moment en général.
 M_G : moment fléchissant développé par les charges permanentes.
 M_Q : moment fléchissant développé par les charges ou actions variables.
 M_u : moment ultime.
 M_{ser} : moment de service.
 N : effort normal.
 V (T) : effort tranchant.
 N_{rd} : effort normal réduit.
 d : distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.
 d' : distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.
 e : excentricité d'une résultante ou d'un effort par rapport au centre de gravité de la section.
 f : flèche.
 f_e : limite d'élasticité de l'acier.
 f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge de j jours.
 f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours.
 f_{c28} et f_{t28} : grandeurs précédentes avec j = 28 jours.
 h : hauteur totale d'une section de B.A.
 i : rayon de giration d'une section.
 I_f : longueur de flambement.
 q : charge variable.
 S_t : espacement des armatures transversales.
 σ_{bc} : contrainte de compression du béton.

σ_{st} : contrainte de traction dans l'acier.

σ_{sc} : contrainte de compression dans l'acier.

τ : contrainte tangente de cisaillement.

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs de génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans cinq grands domaines d'interventions : structure, géotechnique, hydraulique, transport et environnement.

Les bâtiments et ouvrages sont conçus et disposés en conformité avec les règles d'urbanisme applicables localement. En plus des charges statiques et climatiques, ils doivent résister aux charges dynamiques particulièrement les sollicitations sismiques. La réalisation d'un ouvrage de Génie civil est le fruit d'un travail de toute une équipe.

Notre objectif est d'arriver à concevoir une structure avec une bonne répartition des différents éléments afin d'assurer de manière efficace la transmission des charges vers l'infrastructure. Le présent projet porte sur la réalisation d'un hôtel avec piscine, situé au bord de mer à l'est de la ville de Bejaia. Il rejoint la série de complexes touristiques des années 1980 et viendra renforcer la capacité d'accueil touristique de la région. L'hôtel sera constitué d'un sous-sol, un rez de chaussée, huit étages et disposera de 48 suites, avec une réception et différentes annexes. Une piscine sera intégrée à l'hôtel et réservée à sa clientèle.

Ce travail proposé comportera, en premier lieu des généralités qui feront l'objet du premier chapitre. Le deuxième chapitre portera sur le pré-dimensionnement des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers, l'acrotère et des éléments principaux tels que les poteaux, les poutres, les voiles. Le troisième chapitre consistera à calculer les éléments non structuraux.

L'étude dynamique, la détermination des modes propres de la structure lors des vibrations et la détermination de l'action sismique feront l'objet du chapitre quatre et cela en utilisant le logiciel de calcul SAP 2000V14. Le chapitre cinq portera sur l'étude des éléments structuraux ainsi que leur ferrailage. L'étude de l'infrastructure fera l'objet du chapitre six.

Le chapitre sept portera sur l'étude et l'analyse du comportement dynamique d'une piscine surélevée. Des éléments d'interaction fluide_structure seront présentés, une conclusion générale clôturera le travail.

Chapitre 1 Généralités

1.1. Introduction

La structure étudiée dans ce mémoire est un hôtel composé de 9 niveaux sur un sous sol total, étant un établissement accueillant du public, la mise en œuvre pour que la sécurité des personnes doit être assurée, la structure ne doit souffrir d'aucun défaut, que l'accessibilité aux personnes à mobilité réduite et l'évacuation en cas d'incendie soient exigées.

Les constructions de génie civil sont soumises à un ensemble de charges, forces et couples (moments) statique et dynamique induisant des déformations.

Le calcul de telles structures passe par une conception adéquate et un dimensionnement optimal assurant à la fois la résistance en tenant compte du facteur économique.

Le calcul sera fait conformément au Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003) et aux règles de béton armé en vigueur (BAEL91 et CBA93).

1.2. Présentation de l'ouvrage

Il s'agit du projet d'extension de l'établissement Hôtelier «Le Syphax». L'hôtel est constitué de deux blocs distincts séparés par un joint sismique.

La structure représente un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

L'étude du projet comprend la partie conception des éléments tels que, fondations, poteaux, poutres, voiles, planchers et le calcul des éléments secondaires (escalier, acrotère,...) ainsi que l'étude dynamique de la structure, qui permet d'évaluer son comportement lors d'un séisme.

Il comporte en plus d'un parking extérieur, une piscine réalisée au premier étage de l'ouvrage. La réalisation d'une piscine hors sol obéit au cahier des charges applicables à la réalisation d'un réservoir en béton armé et d'un revêtement pour assurer l'étanchéité du bassin.

1.3. Caractéristiques géométriques

Partie 1 : Le bâtiment se caractérise par sa forme régulière en plan.

Ce dernier est un bloc R+8+Sous-sol de dimensions :

La longueur du bâtiment : $L = 19.95$ m

La largeur totale du bâtiment : $l = 24.55$ m

- Hauteur du sous – sol : 3.06 m.
- Hauteur du RDC: 4.08 m.
- Hauteur d'étage: 3.06 m.
- Hauteur totale : 34.42 m.

Partie 2 : Piscine

Il s'agit d'une piscine surélevée de dimensions :

La longueur totale : $L = 15.5$ m

La largeur totale : $l = 17.25$ m

1.4. Système structural

La structure résistante de l'hôtel est constituée par des portiques et des voiles en béton armé. Afin d'assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

1.5. Caractéristiques du sol d'assise

D'après la base de données géologiques et les résultats du laboratoire, la capacité portante admissible du sol d'assise, retenue est $\sigma_{sol} = 2$ bars, pour un ancrage à partir de 2m de profondeur. Il est de nature homogène, constitué des sables de mer avec trace de grave et de cailloux. Le niveau de la nappe d'eau a été constatée à 1.5 m, pour cela il y a lieu de prendre en considération le phénomène de liquéfaction du sol.

Phénomène de liquéfactions des sols

La liquéfaction des sols concerne surtout des sites en milieu côtier et des sols sableux qui constituent des dépôts récents. Elle représente un phénomène géologique généralement brutal et temporaire par lequel un sol saturé en eau perd une partie ou la totalité de sa portance, permettant ainsi l'enfoncement des objets lourds situés en surface. Ce phénomène se produit en présence d'eau souterraine remontant en surface au point de faire perdre la cohésion des particules du sol qui se comportent alors comme un liquide. A cet instant, si de nombreuses particules perdent le contact entre elles, le sol perd toute résistance et se comporte alors plus comme un liquide que comme un solide, le sol est dit liquéfié.

Les problèmes de liquéfaction des sols doivent être pris en compte pour éviter l'inclinaison ou l'enfoncement des structures. Il est donc important de connaître les principes de comportement des sols fins, mous et compressibles, afin de trouver des solutions adaptées pour mener à bien les ouvrages concernés.

Lorsque les sols posent des problèmes de tassements, de portance ou de liquéfaction pour un ouvrage, le potentiel de liquéfaction des sols peut être atténué avec des procédés d'amélioration et de renforcement de sol soit en les densifiant, soit en les drainant.

Dans notre travail on considère que la structure est stabilisée vis-à-vis d'un tel phénomène.

Chapitre 2 Pré-dimensionnement des éléments

2.1. Introduction

Le pré-dimensionnement a pour but « le pré-calcul » des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le CBA et le RPA, pour obtenir le meilleur compromis entre le coût et la sécurité.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surface revenant à chaque élément porteur, on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées, on obtiendra les calculs.

2.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires

2.2.1. Planchers

Un plancher est une aire généralement plane destinée à limiter les étages et de supporter les revêtements de sol, il a aussi pour rôles :

- de résistance ; supporter les charges et surcharges.
- de transmission des charges.
- d'isolation phonique et thermique.

Pour notre bâtiment deux types de planchers seront utilisés :

- Corps creux.
- Dalles pleines.

Ce présent ouvrage admet des planchers à corps creux pour les étages courants, et des dalles pleines, pour les cages d'escaliers et les balcons.

a. Plancher corps creux

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- les corps creux.
- les poutrelles en béton armé
- une dalle de compression armée ou "hourdis" de compression.

D'après le BAEL 91, la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad [1] \text{ (Art B.6.8.4.2.4)}$$

Avec:

L : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{355 - 30}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 14.16 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

On choisit un plancher à corps creux de type (16 + 4) .

$$h_t = 20 \text{ cm} \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{épaisseur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression.} \end{cases}$$

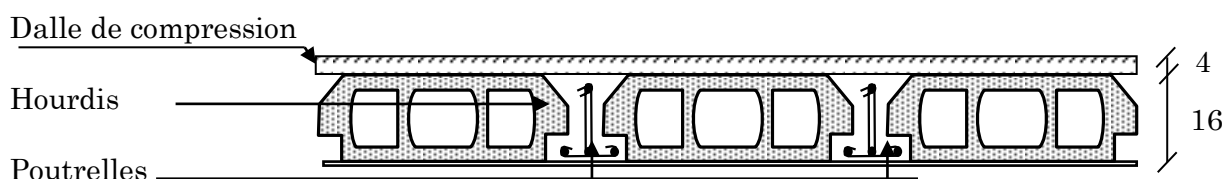


Figure 2-1 Plancher à corps creux

• Les poutrelles

Le choix de la disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

Elles se calculent comme une section en T.

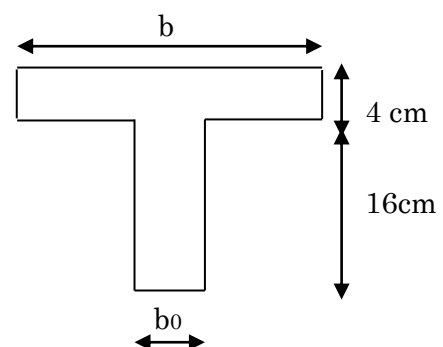


Figure 2-2 Coupe d'une poutrelle

La largeur de la dalle de compression à Prendre est définie comme suite :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right)$$

L_x : représente la distance entre nus d'appuis des poutrelles $L_x = 55 \text{ cm}$

L_y : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires $L_y = 315 \text{ cm}$

$$b_0 = 8 \text{ à } 14 \text{ cm} \Rightarrow b_0 = 10 \text{ cm} \quad \text{Et} \quad b \leq (2 \times 27.5) + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères, comme elle est représentée sur la figure ci-dessous :

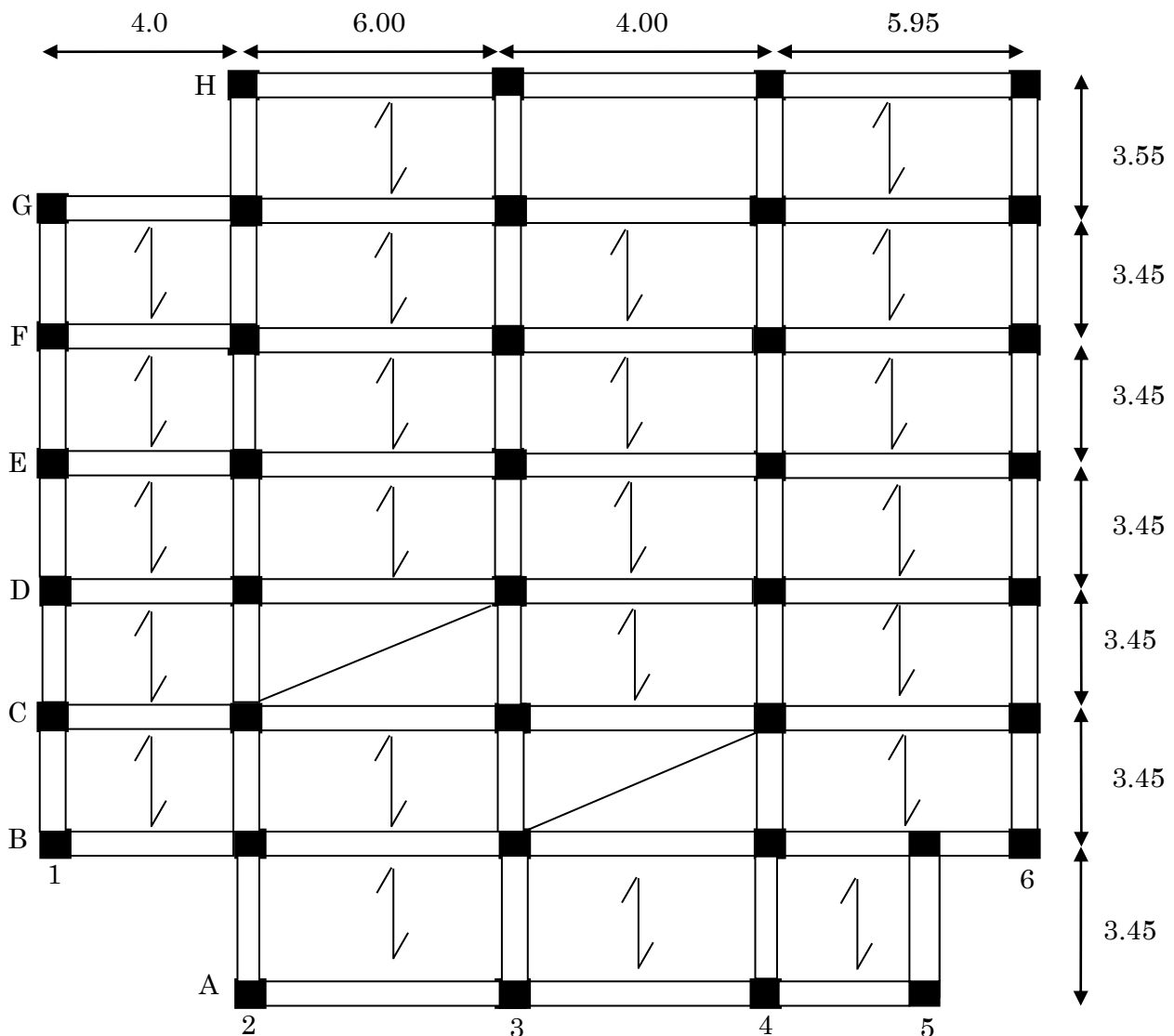


Figure 2-3 Disposition des poutrelles

b. Dalle pleine

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont l'une des directions (l'épaisseur e) est petite par rapport aux deux autres (les portées L_x et L_y). Le dimensionnement de ce type de plancher se fait en se basant sur les critères suivants :

➤ Critère de résistance au feu

$e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

➤ Critère de l'isolation phonique

$e \geq 13 \text{ cm}$

➤ Résistance à la flexion

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ pour une dalle sur deux appuis perpendiculaires ou quatre appuis

avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$

$e \geq \frac{L_x}{20}$ pour une dalle sur un seul appui ou deux appuis.

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ pour une dalle sur deux appuis perpendiculaires, trois ou

quatre appuis avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y} > 0.4$

Dans notre projet, on retrouve différents types de dalles :

- Dalle sur 2 appuis :

$L_x = 1.30 \text{ m}$, $L_y = 3.15 \text{ m}$, $\rho = 0.41$

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow 2.88 \text{ cm} \leq e \leq 3.25 \text{ cm}$

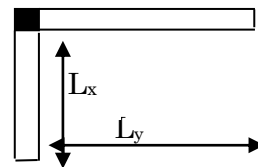


Figure 2-4 Dalle sur deux appuis

- Dalles sur 3 appuis :

$$L_x = 1.30 \text{ m}, \quad L_y = 3.15 \text{ m}, \quad \rho = 0.41$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \Rightarrow 2.88 \text{ cm} \leq e \leq 3.25 \text{ cm}$$

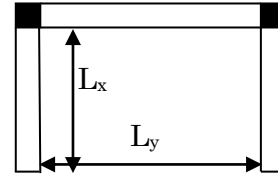


Figure 2-5 Dalle sur trois appuis

- Dalles sur 4 appuis (ascenseur) :

$$L_x = 3.15 \text{ m}, \quad L_y = 5.60 \text{ m}, \quad \rho = 0.56$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \Rightarrow 7 \text{ cm} \leq e \leq 7.875 \text{ cm}$$

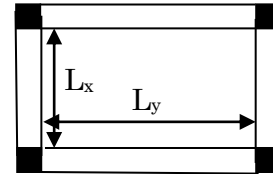


Figure 2-6 Dalle sur quatre appuis

Finalement l'épaisseur à retenir pour les trois types de dalle est : $e = 14 \text{ cm}$

2.2.2. Acrotère

L'acrotère est un élément non structural de sécurité entourant la terrasse. Il est également conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

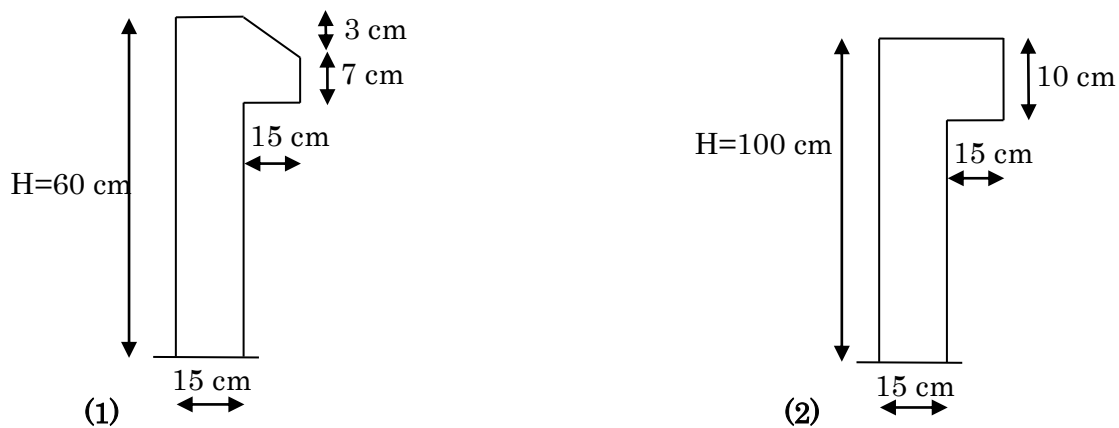


Figure 2-7 Coupe de l'acrotère pour (terrasse inaccessible (1) et accessible (2))

2.2.3. Escaliers

L'escalier est un élément non structural constitué de gradins et d'une dalle inclinée, permettant le passage d'un niveau à un autre avec une ou plusieurs dalles horizontales constituant les paliers. Pour cet Hôtel, on a principalement trois types d'escaliers (suivant la forme), des escaliers droits, quartiers tournants et balancés.

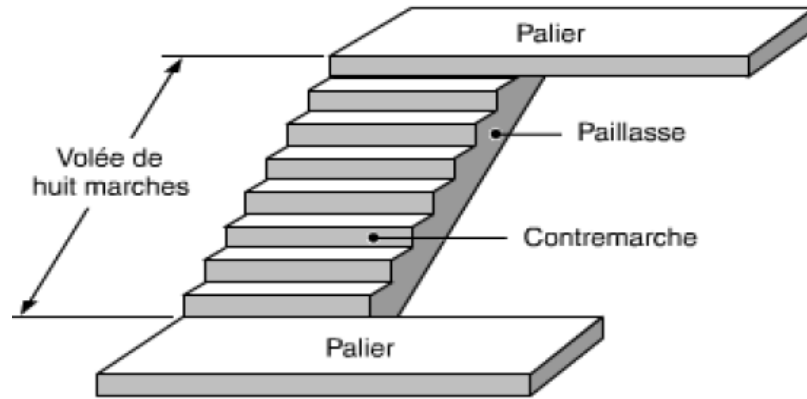


Figure 2-8 Escaliers droits

Afin de déterminer les dimensions des contres marches et des marches, on utilise la formule de **BLONDEL** qui suit :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$$

g : Giron

h : Hauteur de la contre marche

$$g = \frac{L}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

H : Hauteur de la volée.

e : épaisseur d'escalier.

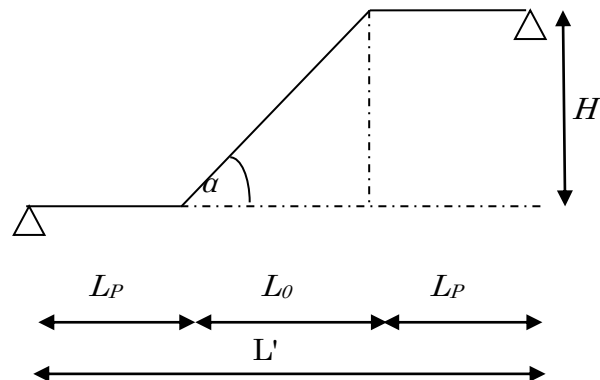


Figure 2-9 Schéma statique

L_0 : Longueur projetée de la paillasse.

α : Inclinaison de la paillasse.

$n-1$: Nombre de marches.

L : longueur de la volée.

n : Nombre de contre marche.

Type 1 :

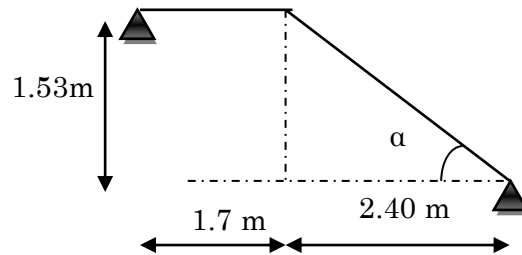
a. Escaliers à deux volées (Sous-sol jusqu'au RDC)

$$H_{\text{étage}} = 3.06m, \quad H = 1.53m$$

$$L_0 = 2.4m$$

$$\operatorname{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \operatorname{tg}(\alpha) = \frac{1.53}{2.4} = 32.51^\circ$$

$$l = 1.7 + \frac{1.53}{\sin \alpha} \Rightarrow l = 4.546m$$



- Condition de la flèche :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{454.6}{30} \leq e \leq \frac{454.6}{20} \Rightarrow 15.15cm \leq e \leq 22.73cm$$

On opte pour une épaisseur de: $e = 16cm$

o Calcul du nombre de contre marches en utilisant la formule de BLONDEL :

$$g + 2h \approx 64cm \Rightarrow \frac{L}{n-1} + 2 \times \frac{H}{n} \approx 64cm$$

$$2H \times (n-1) + L_0 \times n \approx 0.64 \times n \times (n-1) \Rightarrow 0.64n^2 - (0.64 + 2H + L_0) \times n + 2H = 0$$

$$0.64n^2 - 6.1n + 3.06 = 0, \text{ qui a pour solution : } n = 9$$

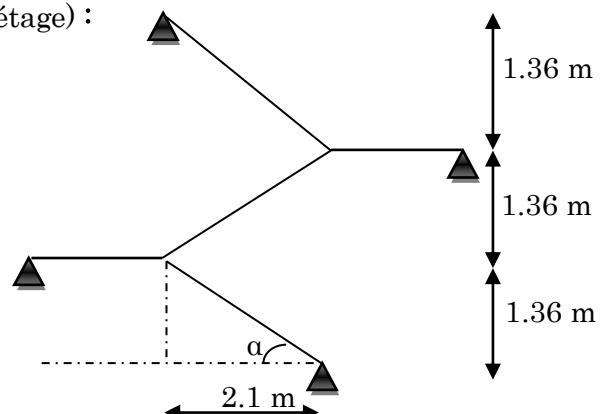
Ce qui nous donne au final : $n-1=8$, $h=17cm$, $g=30cm$

b. Escalier à trois volées (RDC au 1er étage) :

$$H_{\text{étage}} = 4.08m, \quad H = 1.36m, \quad L_0 = 2.1m$$

$$\alpha = 32.92^\circ$$

$$l = 1 + \frac{1.36}{\sin \alpha} \Rightarrow l = 3.50m$$



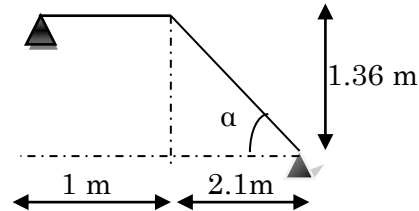
- Condition de la flèche :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{350}{30} \leq e \leq \frac{350}{20} \Rightarrow 11.67 \text{ cm} \leq e \leq 17.5 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur de : $e = 14 \text{ cm}$

Calcul du nombre de contre marches :

$$H = 1.36 \text{ m}, \quad L_0 = 2.10 \text{ m}$$



$$g + 2h \approx 64 \text{ cm} \Rightarrow \frac{L}{n-1} + 2 \times \frac{H}{n} \approx 64$$

$$2H \times (n-1) + L_0 \times n \approx 0.64 \times n \times (n-1) \Rightarrow 0.64n^2 - (0.64 + 2H + L_0) \times n + 2H = 0$$

$$0.64n^2 - 5.46n + 2.72 = 0 \text{ qui a pour solution : } n = 8$$

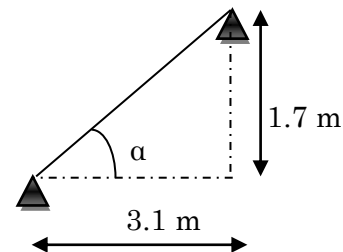
Ce qui nous donne au final : $n-1 = 7$, $h = 17 \text{ cm}$, $g = 30 \text{ cm}$

Type 2 : Escalier quartier tournant (1^{er} étage jusqu'au 8^{ème} étage)

▪ pour la première volée :

$$H = 1.70 \text{ m}, \quad L_0 = 3.1 \text{ m}, \quad \alpha = 28.74^\circ$$

$$l = \frac{1.70}{\sin \alpha} \Rightarrow l = 3.535 \text{ m}$$



$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{353.5}{30} \leq e \leq \frac{353.5}{20} \Rightarrow 11.78 \text{ cm} \leq e \leq 17.67 \text{ cm}$$

On opte pour : $e_1 = 14 \text{ cm}$

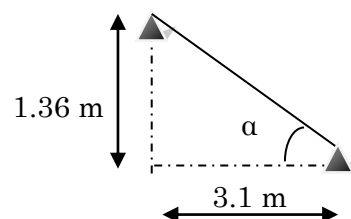
$$\text{Calcul du nombre de contre marches : } g + 2h \approx 64 \text{ cm} \Rightarrow \frac{L}{n-1} + 2 \times \frac{H}{n} \approx 64$$

Qui a pour solution : $n = 11$ et ce qui nous donne comme résultats :

$$n-1 = 10, \quad h = 15.45 \text{ cm}, \quad g = 31 \text{ cm}$$

▪ Pour la deuxième volée :

$$H = 1.36 \text{ m}, \quad L_0 = 3.10 \text{ m}, \quad \alpha = 23.68^\circ$$



$$l = \frac{1.36}{\sin \alpha} \Rightarrow l = 3.38m$$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{338.5}{30} \leq e \leq \frac{338.5}{20} \Rightarrow 11.28cm \leq e \leq 16.925cm$$

On opte pour : $e_2 = 14cm$

On prend au final l'épaisseur de : $e_2 = 14cm$

Résultats obtenus :

$$n=11, \quad n-1=10, \quad h=15.45cm, \quad g=31cm$$

Type 3 : Escaliers à fer à cheval

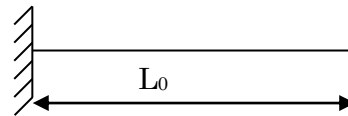
Pour une hauteur d'étage : $H_{\text{étage}} = 3.06m$.

Le calcul de ce type d'escaliers se fait d'une autre manière, en fixant le nombre de contre marches totale ($n=18$), on aboutira à une hauteur de contre marche ($h = 17cm$) et le giron ($g = 28cm$) tout en vérifiant la formule de BLONDEL.

- Détermination de la longueur de la ligne de foulée L :

$$L = g(n-1)$$

$$L = 28 \times (18-1) = 476cm$$



L'angle α :

$$\tan(\alpha) = H / L = 0.642, \quad \alpha = 32.73^\circ$$

Détermination de l'épaisseur de la paillasse

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 15.867cm \leq e \leq 23.8cm \Rightarrow e_1 = 20cm$$

Pour une hauteur d'étage $H_{\text{étage}} = 4.08m$.

En fixant le nombre de contre marches total ($n=24$), on aura une hauteur de contre marches égale à ($h=17cm$).

- La ligne de foulée a été déterminée par cotation : $L = 590cm$

$$g = \frac{L}{n-1} = 25.69cm, \text{ on prend donc : } g = 25.7cm$$

L'angle α :

$$\operatorname{tg}(\alpha) = H / L = 0.691, \alpha = 34.66^\circ$$

- Détermination de l'épaisseur de la paillasse

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 19.66\text{cm} \leq e \leq 29.5\text{cm} \Rightarrow e_2 = 20\text{ cm}$$

On prend au final : $e = 20\text{cm}$

2.3. Evaluation des charges et surcharges des éléments secondaires

a. Plancher terrasse.

- Plancher terrasse inaccessible.

Tableau 2-1 Évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments		
Gravillon de protection		
Multicouche d'étanchéité		
Isolation thermique		
Forme de pente		
Plancher à corps creux (16+4)		
Enduit de plâtre		
La charge Permanente		
La charge d'exploitation		

- Plancher terrasse accessible.

Tableau 2-2 Évaluation des charge du plancher terrasse accessible

Désignation des éléments		
Revêtement en carrelage		
Mortier de pose		
Lit de sable		
Forme de pente		
Plancher à corps creux (16+4)		
Enduit en plâtre		
La charge Permanente		
La charge d'exploitation		

b. Plancher étage courant.

Tableau 2-3 Évaluation des charges du plancher étage courant

Désignation des éléments		
Revêtement carrelage		
Mortier de pose		
Lit de sable		
Plancher à corps creux (16+4)		
Enduit en plâtre		
Cloison de separation		
La charge Permanente		
La charge d'exploitation		

c. Dalle pleine

Tableau 2-4 Évaluation des charges de la dalle pleine

Désignation des éléments		
Revêtement carrelage		
Mortier de pose		
Lit de sable		
Dalle pleine		
Enduit en plâtre		
La charge Permanente		
La charge d'exploitation		

d. Acrotère

- Acrotère pour terrasse accessible

Tableau 2-5 Évaluation des charges de l'acrotère accessible

Désignation des éléments			
Poids propre de l'acrotère			
Enduit de ciment extérieur			
Enduit de ciment intérieur			
La charge Permanente			
La charge d'exploitation			

- Acrotère pour terrasse inaccessible

Tableau 2-6 Évaluation des charges de l'acrotère inaccessible

Désignation des éléments			
Poids propre de l'acrotère			
Enduit de ciment extérieur			
Enduit de ciment intérieur			
Charge Permanente			
La charge d'exploitation			

e. Escaliers

- La volée du type 1

Tableau 2-7 Évaluation des charges de la volée type 1

Désignation des éléments		
Revêtement horizontale		
Revêtement verticale		
Mortier de pose horizontale		
Mortier de pose verticale		
Marches		
Paillasse		
Enduit en ciment		
La charge Permanente		
Charge d'exploitation		

- Récapitulation pour les autres types

Tableau 2-8 Évaluation des charges des volées

	Type [1]		Type [2]	Type [3]
	à deux volées	à trois volées		
G (KN/m ²)	7.74	7.56	7.15	9.45
Q (KN/m ²)	2.5	2.5	2.5	2.5

- Palier

Tableau 2-9 Évaluations des charges du palier

Désignation des éléments		
Revêtement		
Mortier de pose		
Lit de sable		
Dalle en BA (à deux volées)		
Dalle en BA (à trois volées)		
Enduit en plâtre		
La charge Permanente (à 2 volées)		
La charge Permanente (à 3 volées)		
Charge d'exploitation		

f. Mur extérieur

Les murs sont en briques creuses constitués de doubles cloisons.

Tableau 2-10 Évaluation des charges du mur extérieur

Désignation des éléments		
Briques creuses		
Lame d'air		
Brique creuse		
Enduit extérieure en ciment		
Enduit de plâtre intérieur		
Charge Permanente		

2.4. Pré dimensionnement des éléments principaux

2.4.1. Poutres

Les poutres sont des éléments structuraux chargés de la transmission des charges verticales appliquées sur le plancher aux éléments porteurs verticaux (poteaux et voiles). Il existe deux types : poutres principales et poutres secondaires.

- Les poutres principales

Les poutres principales soutiennent les poutres secondaires et elles servent comme appuis pour les poutrelles. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$L_{\max}$: Portée maximale entre nus d'appuis des poutres principales.

$$L_{\max} = 600 - 40 = 560 \Rightarrow L_{\max} = 560\text{cm} \Rightarrow 37.33\text{cm} \leq h \leq 56\text{cm}$$

On prend: $h = 45\text{cm}$

- **Vérifications**

Selon les recommandations du RPA99/version 2003, les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \quad [2] \text{ (Art 7.5.1)}$$

Soit : $h = 45\text{cm}$ et $b = 35\text{cm}$

$$\begin{cases} b = 35\text{cm} > 20\text{cm} \\ h = 45 > 30\text{cm} \\ 45/35 < 4 \end{cases} \quad \dots\dots\dots \text{conditions vérifiées}$$

On opte pour une section rectangulaire de $(b \times h) = (35 \times 45)\text{cm}^2$

- **Les poutres secondaires**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$L_{\max} = 355 - 30 = 325 \Rightarrow L_{\max} = 325\text{cm} \Rightarrow 21.66\text{cm} \leq h \leq 32.5\text{cm}$$

Après vérification des conditions données par RPA99/version 2003, On opte pour une section rectangulaire de $(b \times h) = (30 \times 35)\text{cm}^2$

2.4.2. Poteaux

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales aux fondations. Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 25cm \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} cm \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4 \end{cases} \quad [2] \text{ (Art 7.4.1)}$$

Les sections des poteaux préalablement adoptées sont :

Tableau 2-11 Section des poteaux préalables

étage	Sous-sol	RDC	1-2 et 3	4-5 et 6	7 et 8	Terrasse
Section (bxh)	50x50	50x45	45x45	40x45	35x40	35x40

2.4.3. Voile

Le Pré-dimensionnement des murs en béton armé justifiés par (l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003) servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Son pré-dimensionnement se fait en calculant l'épaisseur (e) et sa longueur (L) suivant 2 conditions tirées du (RPA99 Art 7.7.1).

$$\text{Condition 1 : } e \geq \max \left[\frac{h_e}{20}, 15cm \right].$$

h_e : C'est la hauteur libre d'étage

- Pour le RDC : $h_e = 3.88m \Rightarrow e \geq 19.40cm$
- Pour les étages courants :

$$h_e = 2.86m \Rightarrow e \geq 14.3cm$$

On choisit: $e = 15cm$

Condition 2 :

$$L \geq 4 \times e \Rightarrow L \geq 60 \text{ cm}$$

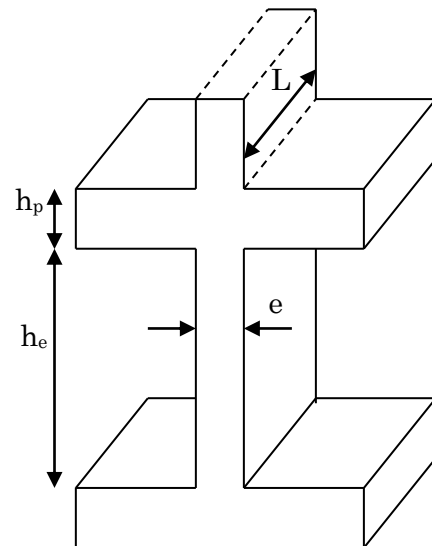


Figure 2-10 Coupe du voile en élévation

2.5. Descente de charge

Pour vérifier les dimensions du poteau le plus sollicité, on doit déterminer l'effort normal ultime. Pour cela nous allons effectuer la descente de charge sur les poteaux qui semblent les plus sollicités, en se référant : à la surface afférente, la présence des porte-à-faux et la position par rapport à la cage d'escaliers.

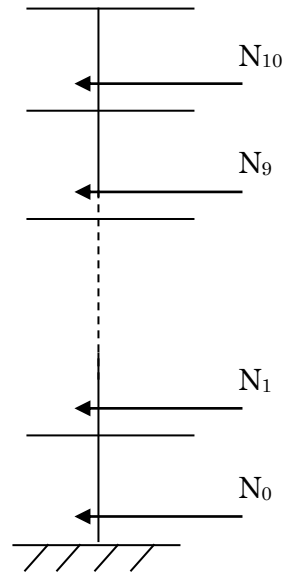


Figure 2-11 Schéma statique de la descente de charge

Loi de dégression des charges (DTR.BC2-2.Art6.3)

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planchers des étages

1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q a chaque niveau est déterminé comme suit :

Sous la terrasse : Q_0 .

Sous le dernier étage : $Q_0 + Q_1$.

Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.

Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Pour $n \geq 5$: $Q_0 + \frac{3+n}{2 \times n} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

2.5.1. Evaluation de la descente des charges pour le poteau central F3

Calcul de la surface afférente des différents planchers

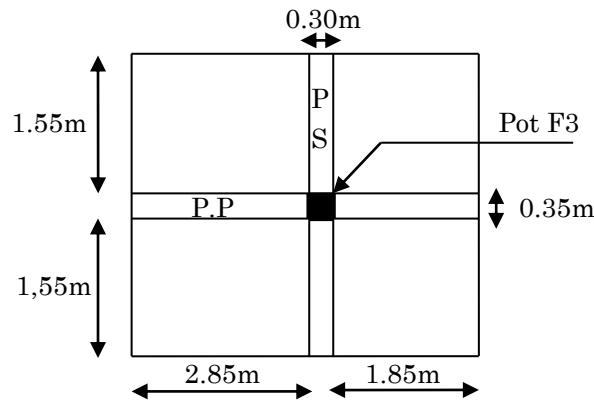


Figure 2-12 surfaces afférentes du Poteau central

- Plancher de la Terrasse accessible

$$S = (2.85 \times 1.55) \times 2 + (1.55 \times 1.85) \times 2 = 14.57 m^2$$

- Plancher des étages courants

$$S = (2.85 \times 1.55) \times 2 + (1.55 \times 1.85) \times 2 = 14.57 m^2$$

Calcul des charges et surcharges

- Plancher
 - Plancher terrasse accessible :

$$G = 6.41 \times 14.57 = 93.3937 KN$$

$$Q = 2.5 \times 17.145 = 42.862 KN$$

- Plancher des étages courants du 1er jusqu'au 8^{ème} étage :

$$G = 5.28 \times 14.57 = 76.92 KN$$

$$Q = 2.5 \times 17.147 = 42.862 KN$$

- Plancher du Rez-de chaussée :

$$G = 5.28 \times 14.57 = 76.92 KN$$

$$Q = 2.5 \times 17.147 = 42.862 KN$$

- Plancher du Sous- Sol

$$G = 5.28 \times 14.57 = 76.92 KN$$

$$Q = 5 \times 17.145 = 85.72 KN$$

- Poutres

$$G \text{ (poutres)} = G \text{ (Poutres Principales)} + G \text{ (Poutres Secondaires)}$$

$$G \text{ (Poutres Principales)} = 25 \times 0.45 \times 0.35 \times 4.7 = 18.50 KN$$

$$G \text{ (Poutres Secondaires)} = 25 \times 0.35 \times 0.30 \times 3.1 = 8.137 KN$$

$$G \text{ (poutres)} = 26.635 KN$$

- Poteaux

$$\text{Sous-sol : } P = 25 \times 0.50 \times 0.50 \times 3.06 = 19.125 KN$$

$$\text{RDC : } P = 25 \times 0.50 \times 0.45 \times 4.08 = 22.95 KN$$

$$\text{Etages 1-2-3 : } P = 25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06 = 15.49 KN$$

$$\text{Etages 4-5-6 : } P = 25 \times 0.45 \times 0.40 \times 3.06 = 13.77 KN$$

$$\text{Etages 7-8 : } P = 25 \times 0.40 \times 0.35 \times 3.06 = 10.71 KN$$

Descente de charge pour le poteau F3

Tableau 2-12 Descente de charge pour le poteau F3

Niveau	Désignations	G [KN]	G cumulée [KN]	Q [KN]	Q cumulée [KN]	Nu
N09	Plancher terrasse accessible	93,393	130,74	42,862	42,862	240,7920
	Poutres	26,637		-		
	Poteaux	10,71		-		
N08	Venant de N09	130,74	245,007	-	85,724	459,3455
	Plancher étage courant	76,92		42,862		
	Poutres	26,637		-		
	Poteaux	10,71		-		
N07	Venant de N08	245,007	362,334	-	124,29	675,5859
	Plancher étage courant	76,92		42,862		
	Poutres	26,637		-		
	Poteaux	13,77		-		
N06	Venant de N07	362,334	479,661	-	158,58	885,4124
	Plancher étage courant	76,92		42,862		
	Poutres	26,637		-		
	Poteaux	13,77		-		
N05	Venant de N06	479,661	598,708	-	188,59	1091,1408
	Plancher étage courant	76,92		42,862		
	Poutres	26,637		-		
	Poteaux	15,49		-		
N04	Venant de N05	598,708	717,755	-	214,31	1290,4343
	Plancher étage courant	76,92		42,862		
	Poutres	26,637		-		
	Poteaux	15,49		-		
N03	Venant de N04	717,755	836,802	-	235,74	1483,2927
	Plancher étage courant	76,92		42,862		
	Poutres	26,637		-		
	Poteaux	15,49		-		
N02	Venant de N03	836,802	955,849	-	257,172	1676,1542
	Plancher étage courant	76,92		42,862		
	Poutres	26,637		-		
	Poteaux	15,49		-		
N01	Venant de N02	955,849	1082,356	-	278,603	1879,0851
	Plancher étage courant	76,92		42,862		
	Poutres	26,637		-		
	Poteaux	22,95		-		
N0	Venant de N01	1082,356	1101,48	-	278,603	1904,90
	Poteaux	19,125		-		

2.5.2. Evaluation de la descente des charges pour le poteau B3 situé près de la cage d'escalier

Calcul de la surface afférente des différents planchers

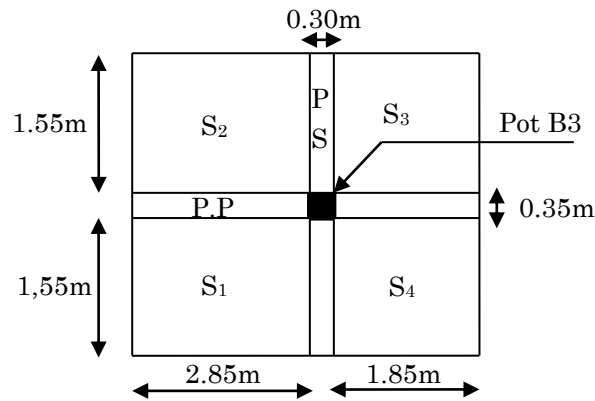


Figure 2-13 surfaces afférentes du Poteau de la cage d'escalier

- Plancher de la terrasse inaccessible :

$$S = 1.55 \times (1.85 + 2.85) = 7.285m^2$$

- Plancher de la Terrasse accessible :

$$S = (2.85 \times 1.55) + (2.85 \times 1.55) + (1.85 \times 1.55) = 11.7025KN$$

- Plancher des étages courants (RDC, étages 1 jusqu'au 8ème étage) :

$$S = S_1 + S_3 + S_3$$

$$S = (2.85 \times 1.55) + (2.85 \times 1.55) + (1.85 \times 1.55) = 11.7025KN$$

- Plancher du Sous-sol:

$$S = (2.85 \times 1.55) \times 2 + (1.55 \times 1.85) \times 2 = 14.57m^2$$

- Escaliers :

$$L = \frac{1.55}{\cos \alpha} \text{ et } \alpha = 33.443^\circ \Rightarrow L = \frac{1.55}{\cos(33.443)} = 1.861m$$

$$S = 1.861 \times 1.85 = 3.443m^2$$

Calcul des charges et surcharges

- Planchers
 - Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.6 \times 7.285 = 48.081KN$$

$$Q = 1 \times 9.5 = 9.5KN$$

- Plancher terrasse accessible :

$$G = 6.41 \times 11.7025 = 75.013KN$$

$$Q = 2.5 \times 14.2775 = 35.6937KN$$

- Plancher des étages courants :

$$G = 5.28 \times 11.7025 = 61.7892KN$$

$$Q = 2.5 \times 14.2775 = 35.6937KN$$

- Plancher du Sous- Sol :

$$G = 5.28 \times 14.57 = 76.6937KN$$

$$Q = 5 \times 17.145 = 85.725KN$$

- Escalier

$$G = (9.45 \times 3.443) + (25 \times 0.3 \times 0.3 \times 1.861) = 36.721KN$$

$$Q = 2.5 \times 3.443 = 8.6075KN$$

- Poutres
 - Poutres des étages courants :

$$G \text{ (Poutres Principale)} = 25 \times 0.35 \times 0.45 \times (1.85 + 2.85) = 18.506KN$$

$$G \text{ (Poutre Secondaire)} = 25 \times 0.35 \times 0.30 \times (1.55 \times 2) = 8.1375KN$$

$$G \text{ (poutre)} = 18.506 + 8.1365 = 26.6435KN$$

- Poutres de la terrasse inaccessible :

$$G \text{ (Poutre Principale)} = 25 \times 0.35 \times 0.45 \times (1.85 + 2.85) = 18.506KN$$

$$G \text{ (Poutre Secondaire)} = 25 \times 0.30 \times 0.35 \times 1.55 = 4.068KN$$

$$G(\text{Poutre}) = 22.575KN$$

- Poteaux

Sous-sol : $P = 25 \times 0.50 \times 0.50 \times 3.06 = 19.125KN$

RDC: $P = 25 \times 0.50 \times 0.45 \times 4.08 = 22.95KN$

Etages 1-2-3 : $P = 25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06 = 15.49KN$

Etages 4-5-6 : $P = 25 \times 0.45 \times 0.40 \times 3.06 = 13.77KN$

Etages 7-8 : $P = 25 \times 0.40 \times 0.35 \times 3.06 = 10.71KN$

Terrasse : $P = 25 \times 0.40 \times 0.35 \times 2.80 = 9.8KN$

Descente de charge pour le poteau B3

Tableau 2-13 Descente de charge pour le poteau B3

Niveau	Désignation	G [KN]	G cumulée [KN]	Q [KN]	Q cumulée [KN]	Nu [KN]
N10	Plancher terrasse inaccessible	48,081	132,591	9,5	14,5	200,7479
	Poutres	22,575		-		
	Poteaux	9,8		-		
	Acrotère	15,035		5		
	Mur extérieur	37,1		-		
N09	Venant de N10	132,591	281,678	-	58,8	468,4653
	Plancher terrasse accessible	75,013		35,693		
	Poutres	26,643		-		
	Poteaux	10,71		-		
	Escaliers	36,721		8,607		
N08	Venant de N09	281,678	417,541	-	89,672	698,1884
	Plancher étage courant	61,789		35,693		
	Poutres	26,643		-		
	Poteaux	10,71		-		
	Escaliers	36,721		8,607		
N07	Venant de N08	417,541	556,464	-	134,113	952,3959
	Plancher étage courant	61,789		35,69		
	Poutres	26,643		-		
	Poteaux	13,77		-		
	Escaliers	36,721		8,607		
N06	Venant de N07	556,464	695,387	-	165,124	1186,458
	Plancher étage courant	61,789		35,69		
	Poutres	26,643		-		
	Poteaux	13,77		-		
	Escaliers	36,721		8,607		

N05	Venant de N06	695,387	834,31	-	191,704	1413,874
	Plancher étage courant	61,789		35,69		
	Poutres	26,643		-		
	Poteaux	13,77		-		
	Escaliers	36,721		8,607		
N04	Venant de N05	834,31	974,953	-	213,855	1636,969
	Plancher étage courant	61,789		35,69		
	Poutres	26,643		-		
	Poteaux	15,49		-		
	Escaliers	36,721		8,607		
N03	Venant de N04	974,953	1115,596	-	236,006	1860,063
	Plancher étage courant	61,789		35,69		
	Poutres	26,643		-		
	Poteaux	15,49		-		
	Escaliers	36,721		8,607		
N02	Venant de N03	1115,596	1256,239	-	258,156	2083,156
	Plancher étage courant	61,789		35,69		
	Poutres	26,643		-		
	Poteaux	15,49		-		
	Escaliers	36,721		8,607		
N01	Venant de N02	1256,239	1404,342	-	280,307	2316,322
	Plancher étage courant	61,789		35,69		
	Poutres	26,643		-		
	Poteaux	22,95		-		
	Escaliers	36,721		8,607		
N0	Venant de N01	1404,342	1423,47	-	280,307	2342,14
	Poteaux	19,125		-		

➤ Récapitulation des résultats

Tableau 2-14 Récapitulation des résultats

Poteaux	G(KN)	Q(KN)	Nu =1.35G+1.5Q (KN)
Poteau F3	1101.48	278.6	1904.90
Poteau B3	1423.47	280.307	2342.14

Après avoir effectué le calcul concernant le poteau le plus sollicité, on a finalement trouvé que le poteau qui est situé auprès de la cage d'escalier qui est le plus sollicité sous les charges verticales : $G_{totale} = 1423.47 \text{ KN}$ et $Q_{totale} = 280.307 \text{ KN}$.

➤ Vérifications

a. Vérification selon le critère de résistance (Compression Simple)

Selon le *CBA93* (Article B.8.1.1) l'effort normal ultime de compression doit être majoré

De 10%. On aura donc : $Nu' = 1.1 \times Nu$

Pour le sous Sous-sol (à la base) :

$$Nu = 2342.14 \text{ KN}$$

$$Nu' = 1.1 \times 2342.14 = 2576.36 \text{ KN}$$

$$\frac{Nu'}{B} \leq f_{bu}$$

B: section du poteau tel que: $B = 0.50 \times 0.50 = 0.25 \text{ m}^2$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_s} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$B \geq \frac{Nu}{f_{bu}} = B' = \frac{2343.14 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.165 \text{ m}^2$$

$B = 0.25 \text{ m}^2 > B' = 0.165 \text{ m}^2$ condition vérifiée.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2-15 Vérification selon le critère de résistance

Niveau	G (KN)	Q(KN)	Nu (KN)	Nu'=1.1×Nu	B (m²)	B' (m²)	B > B'
Sous-sol	1527.039	329.3832	2343.14	2576.36	0.25	0.165	Vérifié
RDC	1401.342	280.3072	2316.3	2547.93	0.2250	0.179	Vérifié
Etages1-2-3	1256.239	258.156	2083.1	2291.47	0.2025	0.161	Vérifié
Etages4-5-6	834.31	191.704	1413.8	1555.18	0.18	0.1095	Vérifié
Etages 7-8	417.541	98.672	698.18	768.91	0.14	0.054	Vérifié

b. Vérification selon la stabilité de forme

Selon le BAEL91 (Art 9.3.2), les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement).

$$Nu \leq \bar{N}u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : section réduite du béton : $B_r = (h - 0.02) \times (b - 0.02)$

$\gamma_b = 1.5$ Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_b = 1.15$ Coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ .

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \rightarrow \text{Si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right) & \rightarrow \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

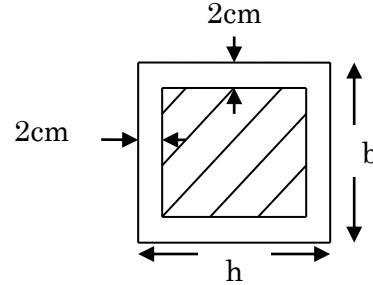


Figure 2-14 Section brute (B_r)

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$ (rayon de giration)

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{h \times b^3}{12}$

- Pour le Sous-sol :

$B = 0.50 \times 0.50 = 0.25m^2$ tel que: $b = 0.5m$, $h = 0.5m$ et $L_0 = 3.06m$

Calcul de l'élancement λ :

$$I = 5.20833 \times 10^{-3} m^4, \quad i = \sqrt{\frac{5.20833 \times 10^{-3}}{0.25}} = 0.1443$$

Selon le CBA 93 (Art B.8.3.1), la longueur du flambement L_f est évaluée en fonction de la longueur libre L_0 de la pièce.

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142m, \quad \lambda = \frac{2.142}{0.1443} = 14.844 < 50$$

Calcul de α :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \Rightarrow \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{14.844}{35} \right)^2} = 0.820$$

D'après le BAEL91, on doit vérifier ceci :

$$B_r \geq \frac{1.1 \times Nu}{\alpha \times \left[\left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right) + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \Rightarrow B_r \geq \frac{1.1 \times 2343.14 \times 10^{-3}}{0.820 \times \left[\left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} \right) + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.142 m^2$$

$$B_r = (0.5 - 0.02) \times (0.5 - 0.02) = 0.2304 m^2$$

$$B_r = 0.2304 m^2 > B_r' = 0.142 m^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Tableau 2-16 vérification de stabilité de forme pour le sous sol

B (m ²)	Br (m ²)	L ₀ (m)	Lf (m)	I (m ⁴)	I	Λ	α	Br' (m ²)
0.25	0.2304	3.06	2.142	5.208×10 ⁻³	0.1443	14.844	0.820	0.142

- Pour le RDC :

$$b = 0.45 m \quad h = 0.50 m$$

$$Nu' = 1.1 \times Nu \Rightarrow Nu' = 1.1 \times 2.3163 = 2.547 MN$$

Tableau 2-17 vérification de stabilité de forme pour le RDC

B (m ²)	Br (m ²)	L ₀ (m)	Lf (m)	I (m ⁴)	i	λ	α	Br' (m ²)
0.225	0.2064	4.08	2.586	3.79×10 ⁻³	0.129	20.046	0.797	0.145

$$B_r = 0.2064 m^2 > B_r' = 0.145 m^2$$

- Pour les étages courants 1-2-3 :

$$b = 0.45 m \quad , \quad h = 0.45 m \quad , \quad Nu' = 2.29141 MN$$

Tableau 2-18 vérification de stabilité de forme pour les étages courants (1 2 3)

B (m ²)	Br (m ²)	L ₀ (m)	Lf (m)	I (m ⁴)	I	Λ	α	Br' (m ²)
0.2025	0.1849	3.06	2.142	3.41×10 ⁻³	0.129	16.60	0.813	0.128

$$B_r = 0.1849 m^2 > B_r' = 0.128 m^2$$

- Pour les étages courants 4-5-6 :

$$b = 0.40 m \quad , \quad h = 0.45 m \quad , \quad Nu' = 1.55518 MN$$

Tableau 2-19 vérification de stabilité de forme pour les étages courants (4 5 6)

B (m ²)	Br (m ²)	L ₀ (m)	Lf (m)	I (m ⁴)	I	λ	α	Br' (m ²)
0.18	0.1634	3.06	2.142	2.4×10 ⁻³	0.115	18.62	0.804	0.088

$$B_r = 0.1634 m^2 > B_r' = 0.088 m^2$$

- Pour les étages 7-8 :

$$b = 0.35m, \quad h = 0.40m, \quad Nu' = 0.76791MN$$

Tableau 2-20 vérification de stabilité de forme pour les étages (7-8)

B(m ²)	Br(m ²)	L ₀ (m)	Lf(m)	I(m ⁴)	I	λ	A	Br' (m ²)
0.14	0.1254	3.06	2.142	1.429×10 ⁻³	0.101	21.42	0.79	0.0441

$$B_r = 0.1254m^2 > B_r' = 0.0441m^2$$

- Pour la terrasse :

$$b = 0.35m, \quad h = 0.40m, \quad Nu' = 0.76791MN$$

Tableau 2-21 vérification de stabilité de forme pour la terrasse.

B (m ²)	Br (m ²)	L ₀ (m)	Lf (m)	I (m ⁴)	I	λ	A	Br' (m ²)
0.14	0.1254	2.80	1.96	1.429×10 ⁻³	0.101	19.40	0.80	0.0436

$$B_r = 0.1254m^2 > B_r' = 0.0436m^2$$

➤ **Recapitulations**

Tableau 2-22 récapitulations pour les vérifications de la stabilité de forme

Niveau	Sous-sol	Etage1-2-3	Etage4-5-6	Etage7-8	Terrasse
Condition (Br > Br')	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

➤ **Conclusion**

Après avoir effectué toutes les vérifications ; les dimensions qui ont été estimés pour les différents étages de la structure sont les suivantes :

Poutres Principales → (35×45)cm²

Poutres Secondaires → (30×35)cm²

Poteaux du Sous- Sol → (50×50)cm²

Poteaux du Rez de chaussée → (45×50)cm²

Poteaux des étages (1-2-3) → (45×45)cm²

Poteaux des étages (4-5-6) → (40×45)cm²

Poteaux des étages (7-8) → (35×40)cm²

Poteaux terrasse → (35×40)cm²

Chapitre 3 Calcul des éléments non structuraux

3.1. Etude des planchers

3.1.1. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple sous les charges permanentes (G) et la charge d'exploitation (Q), comme les poutres continues qui se trouvent sur plusieurs appuis. Pour le calcul des sollicitations, on a recours à 2 méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a. Méthode forfaitaire

Elle est applicable pour les planchers à charge d'exploitation modérée, les conditions d'application de cette méthode sont :

1. Applicable aux constructions courantes où la charge d'exploitation $Q \leq (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
2. Le rapport des portées de travées successives (L_i / L_{i+1}) doit être compris entre 0,8 et 1,25.
3. Les moments d'inertie des sections transversales sont considérés constants dans les différentes travées en continuité.
4. La fissuration est peu nuisible.

Lorsque l'une de ces conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot.

b. Méthode de Caquot

Cette méthode due à Albert Caquot, repose essentiellement sur la méthode des trois moments qu'il a corrigé et simplifié pour tenir compte de :

La variation du moment d'inertie des sections transversales tout au long de la ligne moyenne de la poutre.

– L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

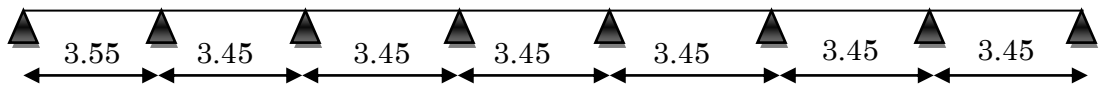
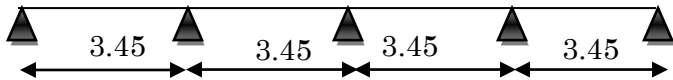
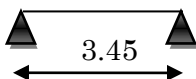
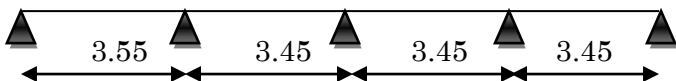
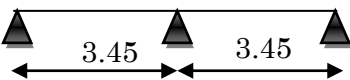
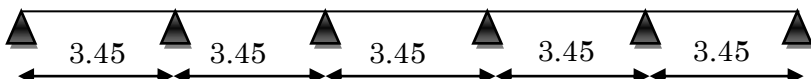
• **Conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

- 1) $Q \leq (2G ; 5\text{KN/m}^2) \Rightarrow Q (1 ; 2.5 ; 5) \leq 5\text{KN/m}^2$.
- 2) $(L_i / L_{i+1}) \Rightarrow (3.55 / 3.45) = 1.02 \Rightarrow 0.8 < 1.02 < 1.25$.
- 3) Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.
- 4) La fissuration est peu nuisible.

Toutes les conditions ont été vérifiées, ce qui fait que l'étude des poutrelles se fera en appliquant la méthode forfaitaire.

3.1.1.1. Différents types de poutrelles

Tableau 3-1 Types de poutrelles

TYPE1	
TYPE2	
TYPE3	
TYPE4	
TYPE5	
TYPE6	

• **Calcul des charges des différents types de poutrelles**

à l'ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q$ et $q_u = 0.65 \times P_u$

à l'ELS : $P_s = G + Q$ et $q_s = 0.65 \times P_s$

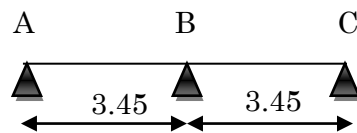
Tableau 3-2 Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Charges	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Pu (KN/m ²)	q _u (KN/m)	Ps (KN/m ²)	q _s (KN/m)
Terrasse Inaccessible	6.6	1	10.41	6.7665	7.6	4.94
Terrasse Accessible	6.41	2.5	12.40	8.062	8.91	5.791
Etages Courants	5.28	2.5	10.878	7.0707	7.78	5.057
Sous-sol	5.28	5	14.628	9.5082	10.28	6.682

➤ Sollicitations pour chaque type de poutrelles des différents planchers

- Type 5 Plancher terrasse inaccessible

Calcul des moments isostatiques



à l'ELU : Travée AB : $M_0 = \frac{q_u L_1^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{6.766 \times 3.45^2}{8} = 10.067 \text{ KN.m}$

Travée BC : $M_0 = \frac{q_u L_2^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{6.766 \times 3.45^2}{8} = 10.067 \text{ KN.m}$

à l'ELS : Travée AB : $M_0 = \frac{q_u L_1^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{4.94 \times 3.45^2}{8} = 7.349 \text{ KN.m}$

Travée BC : $M_0 = \frac{q_u L_1^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{4.94 \times 3.45^2}{8} = 7.349 \text{ KN.m}$

Calcul des moments aux appuis

- Appuis de rive : $M_A = M_C = 0$

Au niveau des appuis de rive, le moment est nul, sauf que le *BAEL* exige de mettre des aciers de fissuration qui équilibrent un moment fictif ($M = -0.15 M_0$)

à l'ELU : $M_A = M_C = -0.15 \times 10.067 = -1.51 \text{ KN.m}$

à l'ELS : $M_A = M_C = -1.15 \times 7.349 = -1.1024 \text{ KN.m}$

- Appuis intermédiaire : $M_B = -0.6M_0$

à l'ELU : $M_B = -0.6 \times 10.067 = -6.040 \text{ KN.m}$

à l'ELS : $M_B = -0.6 \times 7.349 = -4.40 \text{ KN.m}$

Calcul des moments en travées :

$$\text{Condition 1 : } M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max (1 + 0.3\alpha; 1.05) M_0 \quad [1] \text{ (Art 7.3.2)}$$

$$\text{Condition 2 : } M_t \geq \frac{1.2 + (0.3\alpha)}{2} M_0$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 6.6} = 0.131$$

$$(1 + 0.3\alpha) = (1 + (0.3 \times 0.131)) = 1.0393$$

Travée AB : travée de rive

$$\text{Condition 1 : } \frac{1.2 + (0.3 \times \alpha)}{2} = 0.619 \quad M_t^{(AB)} \geq (1.05M_0 - \frac{M_B}{2})$$

$$M_t^{(AB)} \geq (1.05M_0 - \frac{0.6M_B}{2})$$

$$M_t^{(AB)} \geq (1.05 - 0.3) M_0$$

$$M_t^{(AB)} \geq 0.75 M_0 \dots\dots\dots(1)$$

$$\text{Condition 2 : } M_t^{(AB)} \geq 0.691 M_0 \dots\dots\dots(2)$$

Entre 1 et 2, on choisit la condition une, qui désigne le maximum.

à l'ELU : $M_t^{(AB)} = 0.75 \times 10.067 = 7.55 \text{ KN.m}$

à l'ELS : $M_t^{(AB)} = 0.75 \times 7.349 = 5.511 \text{ KN.m}$

Travée BC:

à l'ELU $M_t^{(BC)} = 7.55 \text{ KN.m}$, à l'ELS $M_t^{(BC)} = 5.511 \text{ KN.m}$

Calcul des efforts tranchants (BAEL 91 Art 7.3.4)

à l'ELU :

Travée AB :

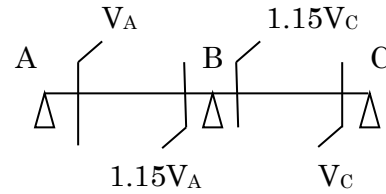
$$V_A = \frac{q \times L_1}{2} = \frac{6.7665 \times 3.45}{2} = 11.672 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \frac{q \times L_1}{2} = 1.15 \times V_A = -1.15 \times 11.672 = -13.4228 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1.15 \frac{q \times L_2}{2} = 1.15 \times \frac{6.7665 \times 3.45}{2} = 13.4228 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{q \times L_2}{2} = -11.672 \text{ KN}$$



- Plancher de la terrasse inaccessible
- **ELU**

Tableau 3-3 Les sollicitations des poutrelles du type 5 (Plancher terrasse)

Travées	L [m]	M0 [KN.m]	Mg [KN.m]	Md [KN.m]	Mt [KN.m]	Vg [KN]	Vd [KN]
A-B	3,45	10,067	1,51	6,04	7,55	11,672	13,422
B-C	3,45	10,067	6,04	1,51	7,55	13,422	11,672
(M, V) max	/		Ma=6,040		Mt=7,55	V=13,42	

- **ELS**

Tableau 3-4 Les sollicitations des poutrelles du type 5 (Plancher terrasse)

Travées	L [m]	M0 [KN.m]	Mg [KN.m]	Md [KN.m]	Mt [KN.m]	Vg [KN]	Vd [KN]
A-B	3,45	7,349	1,102	4,4	5,511	8,52	9,8
B-C	3,45	7,349	4,4	1,102	5,511	9,8	8,52
(M,V) max	/		Ma =4,40		Mt=5,511	V=9,8	

- Sollicitations pour les autres types de poutrelles
- Plancher de la terrasse accessible
- ELU

Tableau 3-5 Les sollicitations des poutrelles du type 1(Plancher terrasse)

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,55	12,7	1,9	6,4	10,6	14,3	15,7
B-C	3,45	12	6,4	4,8	7,4	15,3	15,3
C-D	3,45	12	4,8	4,8	8,2	13,9	13,9
D-E	3,45	12	4,8	4,8	8,2	13,9	13,9
E-F	3,45	12	4,8	4,8	8,2	13,9	13,9
F-G	3,45	12	4,8	6	7,6	13,9	15,3
G-H	3,45	12	6	1,8	10	15,3	13,9
(M,V)max	/		Ma=6.4		Mt=10.6	V=15.7	

- ELS

Tableau 3-6 Les sollicitations des poutrelles du type 1(Plancher terrasse)

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,55	9,1	1,4	4,6	7,6	10,3	11,3
B-C	3,45	8,6	4,6	3,4	5,3	11	11
C-D	3,45	8,6	3,4	3,4	5,9	10	10
D-E	3,45	8,6	3,4	3,4	5,9	10	10
E-Ě	3,45	8,6	3,4	3,4	5,9	10	10
F-G	3,45	8,6	3,4	4,3	5,5	10	11
G-H	3,45	8,6	4,3	1,29	7,2	11	10
(M,V)max	/		Ma=4.6		Mt=7.6	V=11.3	

- ELU

Tableau 3-7 Les sollicitations des poutrelles du type 2(Plancher terrasse)

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,45	12	1,8	6	10	13,9	15,3
B-C	3,45	12	6	4,8	7,6	15,3	15,3
C-D	3,45	12	4,8	6	7,6	13,9	15,3
D-E	3,45	12	6	1,8	10	15,3	13,9
(M,V)max	/		Ma=6		Mt=10	V=15.3	

- ELS

Tableau 3-8 Les sollicitations des poutrelles du type 2 (Plancher terrasse)

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,45	8,6	1,3	4,3	7,2	10	11
B-C	3,45	8,6	4,3	3,4	5,5	11	11
C-D	3,45	8,6	3,4	4,3	5,5	10	11
D-E	3,45	8,6	4,3	1,29	7,2	11	10
(M,V) _{max}	/		Ma=4.3		Mt=7.2	V=11	

- ELU

Tableau 3-9 Les sollicitations des poutrelles du type 3 (Plancher terrasse)

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,45	12	1,8	1,8	15,4	13,9	13,9
(M,V) max	/		Ma=1.8		Mt=15.4	V=13.9	

- ELS

Tableau 3-10 Les sollicitations des poutrelles du type 3 (Plancher terrasse)

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,45	8,6	1,3	1,3	11	10	10
(M,V) max	/		Ma=1.3		Mt=11	V=10	

- ELU

Tableau 3-11 Les sollicitations des poutrelles du type 4 (Plancher terrasse)

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,55	12,70	1,91	6,35	10,60	14,31	15,74
B-C	3,45	12	6,35	4,80	7,44	15,30	15,3
C-D	3,45	12	4,80	6	7,61	13,91	15,30
D-E	3,45	12	6	1,8	10,01	15,30	13,91
(M,V) max	/		Ma=6,35		Mt=10,6	V=15,74	

- **ELS**

Tableau 3-12 Les sollicitations des poutrelles du type 4 (Plancher terrasse)

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,55	9,12	1,37	4,56	7,61	10,28	11,31
B-C	3,45	8,62	4,56	3,45	5,34	10,99	10,99
C-D	3,45	8,62	3,45	4,31	5,47	9,99	10,99
D-E	3,45	8,62	4,31	1,29	7,19	10,99	9,99
(M,V) _{max}	/		Ma= 4,56		Mt=7,61	V=11,31	

- **ELU**

Tableau 3-13 Les sollicitations des poutrelles du type 5 (Plancher terrasse)

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,45	12	1,8	7,2	9,4	13,9	16
B-C	3,45	12	7,2	1,8	9,4	16	13,9
(M,V) _{max}	/		Ma=7,2		Mt=9,4	V=16	

- **ELS**

Tableau 3-14 Les sollicitations des poutrelles du type 5 (Plancher terrasse)

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,45	8,6	1,3	5,2	6,7	10	11,5
B-C	3,45	8,6	5,2	1,3	6,7	11,5	10
(M,V) _{max}	/		Ma=5,2		Mt=6,7	V=11,5	

- **ELU**

Tableau 3-15 Les sollicitations des poutrelles du type 6 (Plancher terrasse)

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,45	12	1,8	6	10	13,9	15,3
B-C	3,45	12	6	4,8	7,6	15,3	15,3
C-D	3,45	12	4,8	4,8	8,2	13,9	13,9
D-E	3,45	12	4,8	6	7,6	13,9	15,3
E-F	3,45	12	6	1,8	10	15,3	13,9
(M,V) _{max}	/		Ma=6		Mt=10	V=15,3	

- **ELS**

Tableau 3-16 Les sollicitations des poutrelles du type 6 (Plancher terrasse)

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,45	8,6	1,3	4,3	7,2	10	11
B-C	3,45	8,6	4,3	3,4	5,5	11	11
C-D	3,45	8,6	3,4	3,4	5,9	10	10
D-E	3,45	8,6	3,4	4,3	5,5	10	11
E-F	3,45	8,6	4,3	1,29	7,2	11	10
(M,V)max	/		Ma=4,3		Mt=7,2	V=11	

- Plancher du Sous-sol

- **ELU**

Tableau 3-17 Les sollicitations des poutrelles du type 1 (Plancher Sous sol)

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,55	14,98	2,25	7,49	13,42	16,88	18,56
B-C	3,45	14,15	7,49	5,66	9,64	18,04	18,04
C-D	3,45	14,15	5,66	5,66	10,55	16,4	16,4
D-E	3,45	14,15	5,66	5,66	10,55	16,4	16,4
E-F	3,45	14,15	5,66	5,66	10,55	16,4	16,4
F-G	3,45	14,15	5,66	7,01	9,84	16,4	18,04
G-H	3,45	14,15	7,01	2,122	12,67	18,04	16,4
(M,V) max	/		Ma=7,49		Mt=13,42	V=18,56	

- **ELS**

Tableau 3-18 Les sollicitations des poutrelles du type 1 (Plancher Sous sol)

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,55	10,53	1,58	5,27	9,43	11,86	13,05
B-C	3,45	9,94	5,27	3,98	6,76	12,68	12,68
C-D	3,45	9,94	3,98	3,98	7,41	11,53	11,53
D-E	3,45	9,94	3,98	3,98	7,41	11,53	11,53
E-F	3,45	9,94	3,98	3,98	7,41	11,53	11,53
F-G	3,45	9,94	3,98	4,97	6,91	11,53	12,68
G-H	3,45	9,94	4,97	1,491	8,9	12,68	11,53
(M,V) max	/		Ma=5,27		Mt=9,43	V=13,05	

- **ELU**

Tableau 3-19 Les sollicitations des poutrelles du type 6 (Plancher Sous sol)

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,45	15	2,3	7,5	13,4	16,9	18,6
B-C	3,45	14,1	7,5	5,6	9,6	18	18
C-D	3,45	14,1	5,6	5,6	10,6	16,4	16,4
D-E	3,45	14,1	5,6	7,1	9,8	16,4	18
E-Ë	3,45	14,1	7,1	2,115	12,6	18	16,4
(M,V) max	/		Ma=7,5		Mt=13,4	V=18,6	

- **ELS**

Tableau 3-20 Les sollicitations des poutrelles du type 6 (Plancher Sous sol)

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,45	10,5	1,6	5,3	9,4	11,9	13
B-C	3,45	9,9	5,3	4	6,7	12,7	12,7
C-D	3,45	9,9	4	4	7,3	11,5	11,5
D-E	3,45	9,9	4	5	6,8	11,5	12,7
E-F	3,45	9,9	5	1,485	8,8	12,7	11,5
(M,V) max	/		Ma=5,3		Mt=9,4	V=13	

- **Plancher des étages courants**

- **ELU**

Tableau 3-21 Les sollicitations des poutrelles du type 1 (Plancher des étages courants)

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,55	11,1	1,7	5,6	9,4	12,6	13,8
B-C	3,45	10,5	5,6	4,2	6,6	13,4	13,4
C-D	3,45	10,5	4,2	4,2	7,3	12,2	12,2
D-E	3,45	10,5	4,2	4,2	7,3	12,2	12,2
E-F	3,45	10,5	4,2	4,2	7,3	12,2	12,2
F-G	3,45	10,5	4,2	5,3	6,8	12,2	13,4
G-H	3,45	10,5	5,3	1,575	8,9	13,4	12,2
(M,V) max	/		Ma=5,6		Mt=9,4	V=13,8	

- **ELS**

Tableau 3-22 Les sollicitations des poutrelles du type 1 (Plancher des étages courants)

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,55	8	1,2	4	6,8	9	9,9
B-C	3,45	7,5	4	3	4,7	9,6	9,6
C-D	3,45	7,5	3	3	5,2	8,7	8,7
D-E	3,45	7,5	3	3	5,2	8,7	8,7
E-F	3,45	7,5	3	3	5,2	8,7	8,7
F-G	3,45	7,5	3	3,8	4,8	8,7	9,6
G-H	3,45	7,5	3,8	1,125	6,3	9,6	8,7
(M,V) max	/		Ma=4		Mt=6,8	V=9,9	

- **ELU**

Tableau 3-23 Les sollicitations des poutrelles du type 2 (Plancher des étages courants)

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,45	10,5	1,6	5,3	8,9	12,2	13,4
B-C	3,45	10,5	5,3	4,2	6,8	13,4	13,4
C-D	3,45	10,5	4,2	5,3	6,8	12,2	13,4
D-E	3,45	10,5	5,3	1,575	8,9	13,4	12,2
(M,V) max	/		Ma=5,3		Mt=8,9	V=13,4	

- **ELS**

Tableau 3-24 Les sollicitations des poutrelles du type 2 (Plancher des étages courants)

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,45	7,5	1,1	3,8	6,3	8,7	9,6
B-C	3,45	7,5	3,8	3	4,8	9,6	9,6
C-D	3,45	7,5	3	3,8	4,8	8,7	9,6
D-E	3,45	7,5	3,8	1,125	6,3	9,6	8,7
(M,V) max	/		Ma=3,8		Mt=6,3	V=9,6	

- **ELU**

Tableau 3-25 Les sollicitations des poutrelles du type 3 (Plancher des étages courants)

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,45	10,5	1,6	1,6	13,6	12,2	12,2
(M,V) max	/		Ma=1,6		Mt=13,6	V=12,2	

- **ELS**

Tableau 3-26 Les sollicitations des poutrelles du type 3 (Plancher des étages courants)

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,45	7,5	1,1	1,1	9,7	8,7	8,7
(M,V) max	/		Ma=1,1		Mt=9,7	V=8,7	

- **ELU**

Tableau 3-27 Les sollicitations des poutrelles du type 4 (Plancher des étages courants)

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,45	10,5	1,6	5,3	8,9	12,2	13,4
B-C	3,45	10,5	5,3	4,2	6,8	13,4	13,4
C-D	3,45	10,5	4,2	5,3	6,8	12,2	13,4
D-E	3,45	10,5	5,3	1,575	8,9	13,4	12,2
(M,V) max	/		Ma=5,3		Mt=8,9	V=13,4	

- **ELS**

Tableau 3-28 Les sollicitations des poutrelles du type 4 (Plancher des étages courants)

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,45	7,5	1,1	3,8	6,3	8,7	9,6
B-C	3,45	7,5	3,8	3	4,8	9,6	9,6
C-D	3,45	7,5	3	3,8	4,8	8,7	9,6
D-E	3,45	7,5	3,8	1,125	6,3	9,6	8,7
(M,V) max	/		Ma=3,8		Mt=6,3	Vt=9,6	

- **ELU**

Tableau 3-29 Les sollicitations des poutrelles du type 5 (Plancher des étages courants)

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,45	10,5	1,6	6,3	8,4	12,2	14
B-C	3,45	10,5	6,3	1,6	8,4	14	12,2
(M,V) max	/		Ma=6,3		Mt=8,4	V=14	

- **ELS**

Tableau 3-30 Les sollicitations des poutrelles du type 5 (Plancher des étages courants)

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,45	7,5	1,1	4,5	6	8,7	10
B-C	3,45	7,5	4,5	1,1	6	10	8,7
(M,V) max	/		Ma=4,5		Mt=6	V=10	

- **ELU**

Tableau 3-31 Les sollicitations des poutrelles du type 6 (Plancher des étages courants)

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,45	10,52	1,58	5,26	8,9	12,2	13,42
B-C	3,45	10,52	5,26	4,21	6,8	13,42	13,42
C-D	3,45	10,52	4,21	4,21	7,32	12,2	12,2
D-E	3,45	10,52	4,21	5,26	6,8	12,2	13,42
E-F	3,45	10,52	5,26	1,578	8,9	13,42	12,2
(M,V) max	/		Ma=5,26		Mt=8,9	V=13,42	

- **ELS**

Tableau 3-32 Les sollicitations des poutrelles du type 6 (Plancher des étages courants)

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,45	7,52	1,13	3,76	6,36	8,72	9,6
B-C	3,45	7,52	3,76	3,01	4,86	9,6	9,6
C-D	3,45	7,52	3,01	3,01	5,23	8,72	8,72
D-E	3,45	7,52	3,01	3,76	4,86	8,72	9,6
E-Ë	3,45	7,52	3,76	1,128	6,36	9,6	8,72
(M,V) max	/		Ma=3,76		Mt=6,36	V=9,6	

➤ **Récapitulation des Sollicitation maximales**

Tableau 3-33 Les sollicitations maximales des poutrelles

Poutrelles	ELU	ELS
Plancher terrasse inaccessible	$M_t^{\max} = 7.55 \text{ KN.m}$ $M_a^{\text{int}} = -6.04 \text{ KN.m}$ $V_u^{\max} = 13.422 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -1.51 \text{ KN.m}$	$M_t^{\max} = 5.511 \text{ KN.m}$ $M_a^{\text{int}} = -4.4 \text{ KN.m}$ $V_s^{\max} = 9.8 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -1.1023 \text{ KN.m}$
Plancher terrasse accessible	$M_t^{\max} = 15.4 \text{ KN.m}$ $M_a^{\text{int}} = -7.2 \text{ KN.m}$ $V_u^{\max} = 16 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -1.905 \text{ KN.m}$	$M_t^{\max} = 11 \text{ KN.m}$ $M_a^{\text{int}} = -5.2 \text{ KN.m}$ $V_s^{\max} = 11.5 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -1.35 \text{ KN.m}$
Sous-Sol	$M_t^{\max} = 13.42 \text{ KN.m}$ $M_a^{\text{int}} = -7.511 \text{ KN.m}$ $V_u^{\max} = 18.6 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -2.25 \text{ KN.m}$	$M_t^{\max} = 9.43 \text{ KN.m}$ $M_a^{\text{int}} = -5.3 \text{ KN.m}$ $V_s^{\max} = 13.05 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -1.579 \text{ KN.m}$
RDC+plancher étage courant	$M_t^{\max} = 13.6 \text{ KN.m}$ $M_a^{\text{int}} = -6.3 \text{ KN.m}$ $V_u^{\max} = 14 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -1.665 \text{ KN.m}$	$M_t^{\max} = 9.7 \text{ KN.m}$ $M_a^{\text{int}} = -4.5 \text{ KN.m}$ $V_s^{\max} = 10 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -1.2 \text{ KN.m}$

➤ **Ferraillage des poutrelles**

Calcul à l'ELU : Plancher étage courant

D'après l'article du BAEL91 (Art 4.4.2), le calcul du moment équilibré (M_{tu}) par la table de compression est : $M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0 / 2)$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times (0.17 - (0.04 / 2)) \times 10^3 = 55.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 55.38 \text{ KN.m et } M_t^{\max} = 13.6 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression

$\Rightarrow$ Étude d'une section rectangulaire (b×h).

- **Calcul des moments de la poutrelle**

- **En travées :** $\mu_{bu} = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{13.6 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.17^2 \times 14.2}$

$$\Rightarrow (\mu_{bu} = 0.0505) < (\mu_l = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.0505 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa .}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.0653$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.17 \times (1 - 0.4 \times 0.0653) = 0.165m$$

$$A_t = \frac{M_t}{f_{st} \times z} = \frac{13.6 \times 10^{-3}}{348 \times 0.1655} \Rightarrow A_t = 2.361 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.17 \times 2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2 (A_{\min} < A_t)$$

On choisit une section de : $A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

- **En appuis :**

Appuis intermédiaires :

$$M_a^{\text{int}} = -6.3 \text{ KN.M}$$

$$A_a = \frac{M_t}{f_{st} \times z} \Rightarrow A_a = \frac{6.3 \times 10^{-3}}{348 \times 0.1557} \Rightarrow A_a = 1.167 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.17 \times 2.1}{400} = 0.2052 \text{ cm}^2 (A_{\min} < A_a)$$

On choisit donc : $A_a = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$.

Appui de rive :

$$M_a^{\text{rive}} = -1.665 \text{ KN.m}$$

$$A_r = 0.28 \text{ cm}^2 \text{ et } A^{\min} = 0.20 \text{ cm}^2 \text{ (} A^{\min} < A_a \text{)}$$

On choisit une section de : $A_r = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$

➤ **Vérifications à l'ELU**

• **Vérification au cisaillement (BAEL91 Art 5.1.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$$V_{u\max} = 14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{14 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.17} = 0.823 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min [0.2 \times f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa} \quad [1] \text{ (Art 5.1.3)}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \text{ Condition vérifiée.}$$

• **Calcul des armatures transversales**

$$\emptyset \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \emptyset_1 ; \frac{b_0}{10} \right) \quad [1] \text{ (Art 3.2.1)}$$

$$\emptyset \leq \min \left(\frac{200}{35} ; 8 ; \frac{100}{10} \right) \Rightarrow \Phi = 6 \text{ mm}$$

On choisit un épingle de : $A_t = 2\text{HA}6 = 0.57 \text{ cm}^2$

• **L'espacement**

$$St_1 \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) \quad [1] \text{ (Art 5.1.4)}$$

$$St_1 \leq 15.3 \text{ cm}$$

$$1) \quad St_2 \leq \left(\frac{A_t \times 0.8 \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \right) \quad [1] \text{ (Art 5.1.2)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right. \quad [1] \text{ (Art 5.1.2)}$$

$\alpha = 90^\circ$ (Flexion simple, cadres droits).

$$\Rightarrow St_2 \leq \frac{0.57 \times 0.8 \times 400}{10(0.823 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow St_2 \leq 92.849 \text{ cm}$$

$$3) St_3 \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St_3 \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow St_3 \leq 57 \text{ cm}$$

$$St \leq \min (St_1, St_2, St_3) \quad \text{On choisit donc : } St = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u)**
- appui intermédiaire

$$A_l \geq (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} \quad [1] \text{ (Art 5.1.5)}$$

$$\Rightarrow A_l \geq (14 \times 10^{-3} - \frac{6.3 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.17}) \frac{1.15}{400} \times 10^4 = -0.7813 \text{ cm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (Il n'y a donc pas d'influence sur les A_l)

appui de rive

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{14 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.4025 \Rightarrow A_l \geq 0.4025$$

- **Vérification de la bielle : $V_u = 14 \text{ KN}$**

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Rightarrow V_u \leq 0.267 \times 0.9 \times 170 \times 100 \times 25 = 102.127 \text{ KN}$$

- **Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b - b_0}{2} \right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{14 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65 - 0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.65 \times 0.17 \times 0.04}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.967 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots c.vérifiée.$$

➤ Vérifications à l'ELS

- **Vérification de la contrainte de compression du béton**

La condition à vérifier est : $\sigma_{bc} < \sigma_{ad}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{ad} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad [4] \text{ (Art 4.5, 2)}$$

- **En travée :** $M_t^{\max} = 9.7 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0).$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times (0.17 - 0.04) \Rightarrow H = -1.4105 \times 10^{-4}$$

$H < 0$ (l'axe neutre passe par la nervure $\Rightarrow$ calcul d'une section en T (b_0, h))

Position de l'axe neutre y : ($A' = 0$)

$$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0) \times h_0 + 30 \times A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$$

$$10 \times y^2 + [2 \times (65 - 10) \times 4 + 30 \times 3.39] \times y - [(65 - 10) \times 4^2 + 30 \times 17 \times 3.39] = 0$$

$$0.05y^2 + 0.027y - 4.24 \times 10^{-4} = 0 \dots\dots\dots(1) \text{ Solution d'équation : } y = 1.515 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie I de la section

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{65 \times 1.515^3}{3} - (65 - 10) \times \frac{(1.515 - 4)^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (17 - 1.515)^2 \Rightarrow I = 12549.75 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{9.7 \times 10^{-3}}{12549.75 \times 10^{-8}} \times 0.01515 \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{ad} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **En appuis intermédiaires** $M_a^{\max} = -4.5 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.57 \times 10^{-4} \times (0.17 - 0.04) \Rightarrow H = 2.138 \times 10^{-4}$$

($H > 0$) $\Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression $\Rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0 \Rightarrow \frac{10}{2} y^2 + 15 \times 1.57 \times y - 15 \times 1.57 \times 17 = 0$$

$$y^2 + 4.71y - 80.07 = 0 \dots\dots\dots (2) \text{ solution de l'équation : } y = 6.89\text{cm}$$

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{10}{3} \times (6.89)^3 + 15 \times 1.57 \times (17 - 6.89)^2 \Rightarrow I = 3497.37 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{4.5 \times 10^{-3}}{3497.37 \times 10^{-8}} \times 0.0689 = 8.86 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{ad} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

- **Evaluation de la flèche**

Si l'une des conditions ci-dessous selon le (BAEL91 Art7.5) n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient donc nécessaire :

$$1) \quad h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t^x}{10 \times M_0^x}\right) \times 1 \Rightarrow h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{1.36}{10 \times 10.5}\right) \times 3.55 \Rightarrow h = 0.20\text{m} < 0.459\text{m}$$

$$2) \quad A_s \leq \frac{(4.2 \times b_0 \times d)}{f_e}$$

La condition (1) n'est pas vérifiée, il sera donc nécessaire de vérifier de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \quad [1] \text{ (Art 8.2.5)}$$

Selon le BAEL 91 (Art 8.1), la flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{355}{500} = 0.71\text{cm}$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

– **Evaluation des moments en travées**

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 1.3 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \quad ; \quad M_{gser} = 1.3 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \quad ; \quad M_{pser} = 1.3 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre : $y = 0.0151m$.

– **Calcul du moment d'inertie I_0 de la section homogène**

$$v = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow v = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 \times (3.36 \times 17 + 0)}{10 \times 20 + (65 - 10)4 + 15(3.36 + 0)}$$

$$\Rightarrow v = 7cm$$

$$I_0 = \left(\frac{b \times v^3}{3} \right) + \left(\frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} \right) - \left(\frac{b - b_0}{3} \right) \times (v - h_0)^3 + 15A(d - v)^2 + 15A'(v - d')^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 12170cm^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{3.39}{10 \times 17} \Rightarrow \rho = 0.019$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \dots \dots \dots \text{Déformation différée.}$$

$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

– **Calcul des Contraintes (BAEL91Art 4.4.1)**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

- **Inerties fictives (I_f)**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ;$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \quad [1] \text{ (Art 8.2.3)}$$

• **Evaluation des flèches**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}} \quad [1] \text{ (Art 8.2.4)}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 3.85 = 2.5 \text{ KN/m}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 5.28 = 3.43 \text{ KN/m}$$

$$q_{qser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{qser} = 0.65 \times (5.28 + 2.5) = 5.05 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 1.3 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 1.3 \times \left(\frac{2.5 \times 3.45^2}{8} \right) \Rightarrow M_{jser} = 4.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 1.3 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 1.3 \times \left(\frac{5.05 \times 3.45^2}{8} \right) \Rightarrow M_{pser} = 9.76 \text{ KN.m}$$

$$y = 1.515 \text{ cm} ; \quad I_0 = 12170 \text{ cm}^4 ; \quad I = 12549.75 \text{ cm}^4 ; \quad A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65} \times 0.019)} \Rightarrow \lambda_i = 2.245$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 2.245 \Rightarrow \lambda_v = 0.898$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{4.83 \times (0.17 - 0.01515) \times 10^{-3}}{12549.75 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sj} = 89.4 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{6.63 \times 10^{-3} \times (0.17 - 0.01515)}{12549.75 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sg} = 122.71 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{9.76 \times 10^{-3} (0.17 - 0.01515)}{12549.75 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sp} = 180.64 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.019 \times 89.4 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.586$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.019 \times 122.71 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.678$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.019 \times 180.64 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.767$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times 12170}{1 + (2.245 \times 0.586)} \Rightarrow If_{ij} = 5781.30 \text{ cm}^4$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times 12170}{1 + (2.245 \times 0.678)} \Rightarrow If_{ig} = 5307.85 \text{ cm}^4$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times 12170}{1 + (2.245 \times 0.767)} \Rightarrow If_{ip} = 4918.23 \text{ cm}^4$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times 12170}{1 + (0.898 \times 0.678)} \Rightarrow If_{vg} = 8320.88 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{4.83 \times 10^{-3} \times 3.15^2}{10 \times 32164.2 \times 5781.30 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.0025 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{6.63 \times 10^{-3} \times 3.15^2}{10 \times 32164.2 \times 5307.85 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.0038 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{9.76 \times 10^{-3} \times 3.15^2}{10 \times 32164.2 \times 4918.23 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.0061 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{6.63 \times 10^{-3} \times 3.15^2}{10 \times 10721.4 \times 8320.88 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 0.00535m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.00535 - 0.0025 + 0.0061 - 0.0038 \Rightarrow \Delta f_t = 0.00515m$$

$$\Delta f = 0.515 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.71 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

➤ Ferrailage des poutrelles

Tableau 3-34 Calcul des sections d'armatures des poutrelles.

		M(KN.m)	A calculée(cm²)	A _{min} (cm²)	A _{choisie} (cm²)
Plancher terrasse inaccessible	Travée	7.55	1.295	1.33	3HA10 = 2.36
	Appui inter	6.04	1.115	0.2	2HA10 = 1.57
	Appui de rive	1.1023	0.189	0.2	1HA10 = 0.79
Plancher terrasse accessible	Travée	15.4	2.684	1.33	3HA12 = 3.39
	Appui inter	7.2	1.349	0.20	2HA12 = 2.26
	Appui de rive	1.905	0.33	0.20	1HA10 = 0.79
RDC +étages Courants	Travée	13.6	2.361	1.33	3HA12 = 3.39
	Appui inter	6.3	1.167	0.20	2HA10 = 1.57
	Appui de rive	1.665	0.287	0.20	1HA10 = 0.79
Sous-sol	Travée	13.42	2.3299	1.33	3HA10 = 2.36
	Appui inter	7.51	1.288	0.20	2HA10 = 1.57
	Appui de rive	2.25	0.3916	0.20	1HA10 = 0.79

➤ Vérifications des contraintes à l'ELS pour les autres types de poutrelles

• Etat limite de compression du béton

Tableau 3-35 Vérification des états limites de compression du béton.

Type de plancher	En travées				En appuis				Observation
	M_t (max) (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ (Mpa)	M_t (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ (Mpa)	
Terrasse inaccessible	5.511	3.79	7356.99	2.84	4.4	6.89	3497.37	8.66	vérifiée
Terrasse accessible	11	4.45	9918.1	4.93	5.2	7.86	4450.61	9.18	vérifiée
RDC+Étage courant	9.7	4.45	9918.1	4.35	4.5	6.89	3497.37	8.86	vérifiée
Sous sol	9.43	3.77	7357.12	4.82	1.579	3.27	5197,86	3.33	vérifiée

• Etat limite de déformation : $\Delta f \leq f_{adm}$

Tableau 3-36 Vérification des états limites de déformation des différents types de poutrelles

	Terrasse Inaccessible	Terrasse Accessible	Etage Courant	Sous Sol
q_j	2.5	2.5	2.5	2.5
q_g	4.29	4.16	3.43	3.43
q_p	4.94	5.79	5.05	6.68
M_j	2.79	4.76	4.83	3.54
M_g	4.68	7.93	6.63	4.86
M_p	5.51	11	9.76	9.47
Δf	0.338	0.629	0.515	0.671
f_{adm}	0.71	0.71	0.71	0.71
résultats	Vérifiés	Vérifiés	Vérifiés	Vérifiés

➤ Ferrailage de la dalle de compression

On utilise un treillis soudé HA de nuance $f_e = 400$ MPa

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ (cm}^2\text{/ml)} \quad [3] \text{ (Art B.6.8.4.2.3)}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.26 \text{ cm}^2\text{/ml} \quad , \text{ on choisit : } 5\text{HA6 /ml} = 1.41 \text{ cm}^2$$

- **Espacement**

Perpendiculaires aux poutrelles $\rightarrow St = 15 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.Vérifiée.}$

Parallèles aux poutrelles $\rightarrow St = 15 \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.Vérifiée.}$

- **Schéma de ferrailage de la dalle de compression**

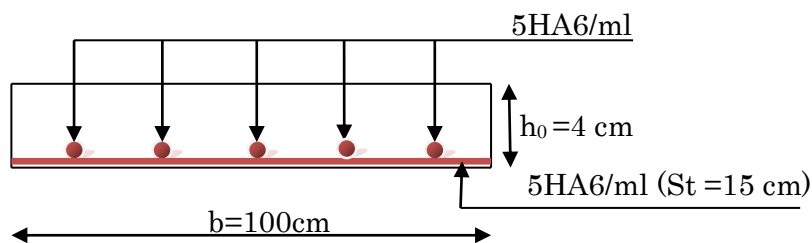
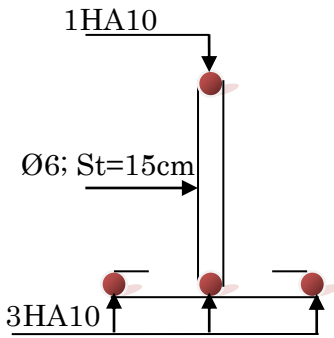
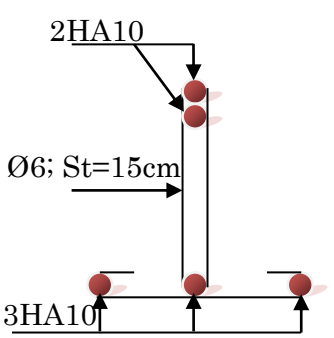
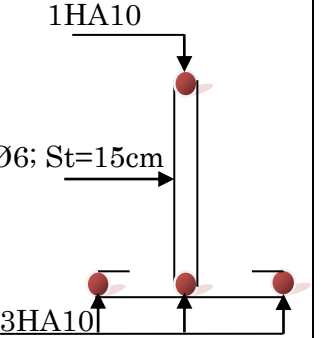
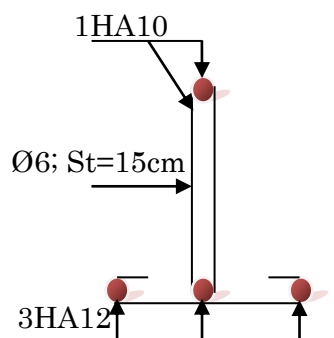
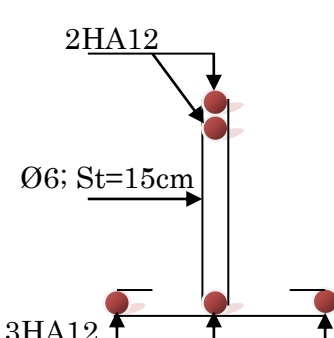
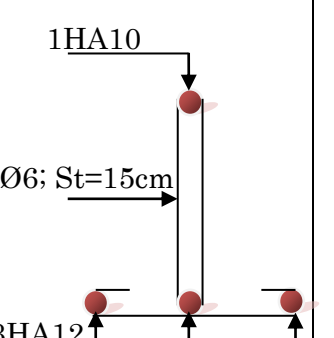
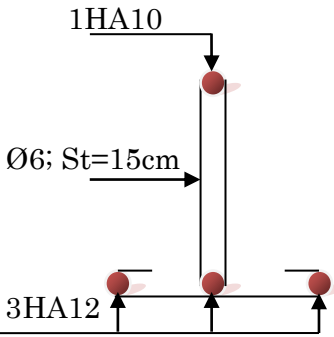
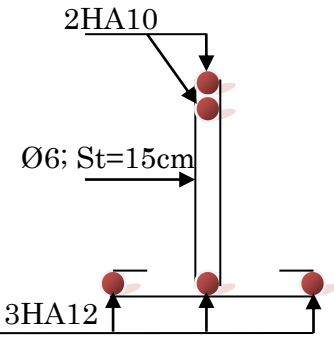
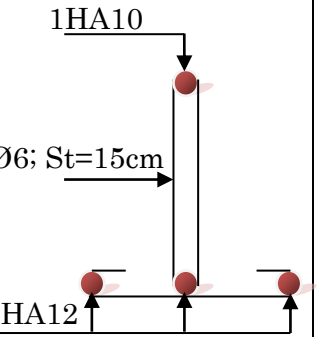


Figure 3-1 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

Tableau 3-37 Tableau de ferrailage des poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher terrasse inaccessible + sous-sol			
Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher terrasse accessible			
Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
RDC+étages Courants			

3.2. Dalles pleines

La dalle pleine travaille dans les deux sens. Ce type de plancher est très courant car, il permet une grande souplesse dans les portées et les formes.

3.2.1. Différents types de dalles

Les portées L_x et L_y d'un « panneau » de dalle sont mesurées entre les nus d'appuis :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

- Si $\rho = \frac{L_x}{L_y} < 0.4$ la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée.
- Si $\rho > 0.4$ la dalle est considérée comme portant dans les deux directions.

3.2.1.1. Etude des différents types de balcons

❖ Type 1 balcon sur 3 appuis

$L_x = 1.30 \text{ m}$, $L_y = 3.15 \text{ m}$, $\rho = 0.41 > 0.4$, la dalle travaille selon les deux sens.

$G = 4.86 \text{ KN/m}^2$, $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

$P_u = 1.35 G + 1.5Q = 11.811 \text{ KN/m}^2$

$P_s = G + Q = 8.36 \text{ KN/m}^2$

➤ Calcul des sollicitations

à l'ELU

$L_x = 1.30 \text{ m} < (3.15/2) = 1.575 \text{ m}$

$$M_0^x = \frac{P_u \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P_u \times l_x^3}{3}, M_0^y = \frac{P_u \times l_x^3}{6}$$

$$M_0^x = \frac{11.811 \times 1.30^2 \times 3.15}{2} - \frac{2 \times 11.811 \times 1.30^3}{3} = 14.138 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \frac{11.811 \times 1.3^3}{6} = 4.324 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$M_0^x = 10.0076 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 3.0611 \text{ KN.m}$$

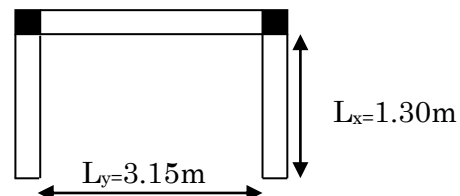


Figure 3-2 : Dalle sur trois appuis

- **Calcul des moments à l'ELU**

En travées : La dalle représente un panneau de rive dans le sens (Lx) et un panneau intermédiaire dans le sens secondaire (Ly)

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 14.138 = 12.0173 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 0.75 \times 4.324 = 3.243 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_a^x = -0.3 \times M_0^x = -0.3 \times 14.135 = -4.2405 \text{ KN.m} \quad (\text{appuis de rive})$$

$$M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -0.5 \times 14.135 = -7.0675 \text{ KN.m} \quad (\text{appuis intermédiaire})$$

- **Calcul des moments à l'ELS**

En travées

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 10.0076 = 8.5064 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des efforts tranchants**

$$V_x = \frac{p_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \quad V_y = \frac{p_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_x = 7.4607 \text{ KN} \quad , \quad V_y = 0.5244 \text{ KN} \quad , \quad V_{\max} = 7.4607 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

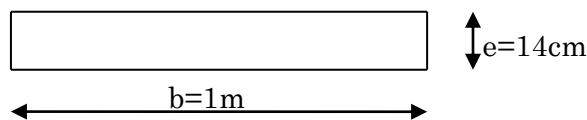


Figure 3-3 Section de la dalle pleine à ferrailler

- **Ferraillage en travées**

- **sens x-x**

$$b = 100 \text{ cm} \quad , \quad f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa} \quad , \quad dx = e - c = 14 - 4 = 10 \text{ cm} \quad (\text{Fissuration Nuisible})$$

$$M_t^x = 12.0173 \text{ KN.m}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} \quad \mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} \times b \times d_x^2} = 0.084 < \mu_l = 0.3916$$

Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires ($A' = 0$)

$\mu_{bu} = 0.084 < 0.186 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot A.

$$\varepsilon_{sc} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.109$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.10 \times (1 - (0.4 \times 0.109)) = 0.0956 \text{ m}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{f_{st} \times z} = \frac{12.0173 \times 10^{-3}}{348 \times 0.0956} = 3.61 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{ml}$$

$$\Rightarrow A_t^x = 3.61 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$\begin{cases} e > 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \rightarrow A_{tx}^{\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e \\ \rho_0 = 0.0008 \text{ pour HA} \end{cases}$$

$$A_{tx}^{\min} = 1.4504 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_t^x = 3.61 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1.4504 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, on ferraille donc avec : $A_t^x = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

(En choisissant 5HA10 pour les barres longitudinales).

- **Espacement :**

La fissuration est nuisible :

$$\begin{cases} S_t \leq \min (2e ; 25) \text{ cm} \\ S_t \leq \min (2 \times 14 ; 25) \text{ cm} , \text{ On prend donc : } S_t = 25 \text{ cm.} \end{cases}$$

$M_t(\text{KN.m})$	d_x	μ_{bu}	α	$z(\text{m})$	A_t^x calculée(cm^2)	A_s choisie(cm^2)	$S_t(\text{cm})$
12.0173	10	0.084	0.109	0.0956	3.61	5HA10 = 3.93	20

- sens y-y

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} \times b \times d_y^2}, \quad d_y = d_x - \phi_x, \quad d_y = 100 - 10 = 90 \text{ mm}$$

$$A_t^y = 1.25 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{t_y}^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$M_t(\text{KN.m})$	dy	μ_{bu}	α	z(m)	$A_{t_y}^y$ calculée(cm^2)	A_s choisie(cm^2)	St(cm)
3.243	9	0.028	0.035	0.088	1.06	3HA8=1.51	25

• **Ferraillage aux appuis**

- sens x-x

$$M_a^x = -4.2405 \text{ KN.m} \quad (\text{appuis de rive})$$

$$A_a^x = 1.23 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{t_x}^{\min} = 1.4504 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$M_a(\text{KN.m})$	dx	μ_{bu}	α	z(m)	$A_{a_x}^x$ calculée(cm^2)	A_s choisie(cm^2)	St(cm)
4.2405	10	0.029	0.0378	0.0984	1.23	3HA8=1.51	25

- sens y-y

$$M_a^y = -7.0675 \text{ KN.M} \quad (\text{appuis intermédiaires})$$

$$A_a^y = 2.28 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{t_y}^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{condition vérifiée}$$

$M_a(\text{KN.m})$	dy	μ_{bu}	α	z(m)	$A_{a_y}^y$ calculée(cm^2)	A_s choisie(cm^2)	St(cm)
7.0675	9.2	0.058	0.074	0.089	2.28	4HA10=3.14	25

➤ **Vérifications à l'ELU**

- **Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \left(\frac{V_u}{b \times d} \right) \quad [1] \text{ (Art A.5.1.1)}$$

$$\tau_u = \frac{7.4607 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.074 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.16 \text{ MPa} \quad [3] \text{ (Art A.5.2.2)}$$

$\tau_u < 1.16 \text{ MPa}$ la condition est vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

➤ **Vérifications à l'ELS**

- **Vérification de la contrainte de compression du béton**

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^t \times y}{I} \leq \sigma_{ad} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad [1] \text{ (Art 4.3.5)}$$

$$M_t^{ser} = 8.5064 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15Ay - 15Ad = 0 ; I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A \times (d - y)^2 \quad [1] \text{ (Art 4.4.1)}$$

$$\frac{y^2}{2} + 15(3.93 \times 10^{-4})y - 15(3.93 \times 10^{-4}) \times 0.1 = 0$$

$$0.5y^2 + 5.895 \times 10^{-3} \times y - 5.895 \times 10^{-4} = 0 \Rightarrow y = 0.0288 \text{ m}$$

$$I = \frac{0.0288^3}{3} + 15(3.93 \times 10^{-4}) \times (0.1 - 0.0288)^2 \Rightarrow I = 3.784 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\frac{8.5064 \times 3.784 \times 10^{-5}}{3.784 \times 10^{-5}} \times 0.0288 = 6.47 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans l'acier**

Pour une fissuration nuisible :

$$\sigma_{ad} = \min(2/3 f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{ty}})) \quad [1] \text{ (Art 4.3.5)}$$

Il faut vérifier que : $\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d - y) \leq \sigma_{ad}$ [1] (Art 4.4.1)

$$\sigma_s = \frac{15 \times 8.5064 \times 10^{-3}}{3.784 \times 10^{-5}} (0.1 - 0.0288) = 240.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ad} = \min(2/3 f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1})) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 240.08 \text{ MPa} > \sigma_{ad} = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Dans ce cas là, on devra recalculer les armatures à l'ELS avec : $\sigma_s = \sigma_{ad}$

$$A = 240.08 \text{ MPa} > \sigma_{ad} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_{ser}}{z \times \sigma_{ad}} = \frac{M_{ser}}{d(1 - \frac{\alpha}{3}) \times \sigma_{ad}} \quad [1] \text{ (Art 4.4.1)}$$

$$\alpha = \sqrt{90 \beta \left(\frac{1 - \alpha}{3 - \alpha} \right)} \text{ et } \beta = \frac{M_{ser}}{bd^2 \sigma_{ad}} = \frac{8.5064 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1^2 \times 201.63} = 4.218 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90 \times 4.218 \times 10^{-3} \left(\frac{1 - \alpha_0}{3 - \alpha_0} \right)}$$

Soit : $\alpha_0 = 0.3 \Rightarrow$ par itération, on obtient $\alpha = 0.311$

$$A = \frac{8.5064 \times 10^{-3}}{0.1 \times (1 - \frac{0.311}{3}) \times 201.63} = 4.706 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Donc le choix du ferrailage est : $A = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5\text{HA}12/\text{ml}$

• **Vérification de la déformation (BAEL99 Art B.7.5)**

- **Sens x-x**

$$1) \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x}\right) \Rightarrow \frac{0.14}{1.30} \geq \frac{8.5064}{20 \times 10.0076} \Rightarrow 0.107 > 0.042 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{A_t}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 10} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 3.93 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées, ce qui fait que le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ Type 2 balcon sur 2 appuis

$L_x = 1.30 \text{ m}$, $L_y = 3.15 \text{ m}$, $\rho = 0.41 > 0.4$, la dalle travaille selon les deux sens.

Les moments de flexion dans la dalle M_0^X et M_0^Y sont donnés par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} M_0^X = U_x \times P_u \times L_x^2 \\ M_0^Y = U_y \times M_0^X \end{cases}$$

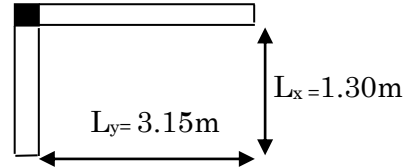


Figure 3-4 Dalle sur deux appuis

U_x et U_y sont des coefficients tirés des tables du BAEL qui sont en fonction de ρ

à l'ELU : $\rho = 0.41 \rightarrow U_x = 0.1088$ et $U_y = 0.25$ (Annexe 2)

à l'ELS : $\rho = 0.41 \rightarrow U_x = 0.111$ et $U_y = 0.2924$

Tableau 3-38 Sollicitations de la dalle du type 2

Type 2		Sollicitations	
		ELU	ELS
$M_{0x} \text{ (KN.m)}$		2.1717	1.568
$M_{0y} \text{ (KN.m)}$		0.543	0.449
Travées	$M_{tx} = 0.85 M_{0x}$	1.846	1.3328
	$M_{ty} = 0.85 M_{0y}$	0.4615	0.3816
Appuis	$M_{ax} = -0.3 M_{0x}$	-0.6515	/
	$M_{ay} = -0.5 M_{0y}$	-1.0858	/
$V_x \text{ (KN)}$		7.4607	/
$V_y \text{ (KN)}$		0.5244	/

➤ Ferrailage

Les résultats mentionnés ont été obtenus en refaisant les étapes du type 1.

Type 2		M(KN.m)	d (m)	Ubu	z(m)	A(calculée) (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	A(choisie) (cm ² /ml)	St (cm)
Travées	x-x'	1.846	0.1	0.013	0.099	0.534	1.45	2.01= 4HA8	25
	y-y'	0.4615	0.092	0.003	0.091	0.144	1.12	1.51= 3HA8	25
Appuis	x-x'	0.6515	0.1	0.004	0.009	1.87	1.45	2.01= 4HA8	25
	y-y'	1.0858	0.092	0.009	0.091	0.34	1.12	1.51= 3HA8	25

➤ **Vérifications à l'ELU**

• **Vérification de l'effort tranchant**

Effort tranchant V_u (KN)	$V_u = 7.4607 \text{ KN}$
Contrainte de cisaillement (Mpa)	$\tau_u = V_u / (b \times d) = 0.074 \text{ Mpa}$
Contrainte de cisaillement admissible (Mpa)	$\tau_{ad} = 1.16 \text{ Mpa}$
Vérification de la contrainte de cisaillement ($\tau_u < \tau_{ad}$)	$0.074 \text{ MPa} < 1.16 \text{ Mpa}$ C.vérifiée

➤ **Vérifications à l'ELS**

• **Vérification des contraintes**

L'ELS consiste à vérifier que les contraintes maximales dans la section la plus sollicitée restent inférieures à des valeurs limites fixées réglementairement.

$$M_{ser}^t = 1.3328 \text{ KN.m}, y = 0.021 \text{ m}, I = 2.20 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Contrainte dans le béton (Mpa)	$\sigma_{bc} = (M_t \times y) / I$	1.272 Mpa
Contrainte dans l'acier (Mpa)	$\sigma_s = 15 (M_t \times (d - y)) / I$	71.78 Mpa
Vérification de la contrainte dans le béton (Mpa)	$\sigma_{bc} < \sigma_{ad} = 0.6 \times f_{c28}$	$1.272 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$
Vérification de la contrainte dans l'acier (Mpa)	$\sigma_s < \sigma_{ad} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right)$	$71.78 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa}$ C.vérifiée

• **Vérification de la déformation**

Pour une dalle, on ne vérifie la flèche que selon le sens principal (l_x).

$$1) \frac{e}{l_x} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) \Rightarrow \frac{0.14}{1.30} \geq \frac{1.332}{20 \times 1.568} \Rightarrow 0.107 > 0.042 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{100 \times 10} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 2.01 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées, ce qui fait que le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Type 3 balcon sur 3 appuis**

$l_x = 1.30 \text{ m}$, $l_y = 3.15 \text{ m}$, $\rho = 0.41 > 0.4$, la dalle travaille selon les deux sens.

$$P_u = 11.811 \text{ KN/m}^2, P_s = 8.36 \text{ KN/m}^2$$

Tableau 3-39 Sollicitations de la dalle du type 3

Type 3		Sollicitations	
		ELU	ELS
M_{0x} (KN.m)		14.138	10.0076
M_{0y} (KN.m)		4.328	3.0611
Travées	$M_{tx} = 0.85 M_{0x}$	12.0173	8.5064
	$M_{ty} = 0.85 M_{0y}$	3.6754	2.602
Appuis	$M_{ax} = -0.3 M_{0x}$	-4.2405	/
	$M_{ay} = -0.5 M_{0y}$	-4.2405	/
V_x (KN)		7.4607	/
V_y (KN)		0.5244	/

➤ **Ferraillage**

type 3		M(KN.m)	d(m)	U_{bu}	z(m)	A(calculée) (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	A(choisie) (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	x-x'	12.0173	0.10	0.084	0.095	3.61	1.45	3.93=5HA10	20
	y-y'	3.6754	0.09	0.031	0.088	1.20	1.12	1.51=3HA8	25
Appuis	x-x'	4.2405	0.10	0.029	0.098	1.23	1.45	1.51=3HA8	25
	y-y'	4.2405	0.09	0.035	0.090	1.35	1.12	1.51=3HA8	25

➤ **Vérifications à l'ELU**

- **Vérification de l'effort tranchant**

Effort tranchant V_u (KN)	$V_u = 7.4607 \text{ KN}$
Contrainte de cisaillement (Mpa)	$\tau_u = V_u / (b \times d) = 0.074 \text{ Mpa}$
Contrainte de cisaillement admissible (Mpa)	$\tau_{ad} = 1.16 \text{ Mpa}$
Vérification de la contrainte de cisaillement ($\tau_u < \tau_{ad}$)	$0.074 \text{ MPa} < 1.16 \text{ Mpa}$ C.vérifiée

➤ **Vérifications à l'ELS**

- **Vérification de la contrainte à la compression du béton :**

Mêmes résultats que le type 1 mentionnés ci-dessus.

$$M_{ser}^t = 8.5064 \text{ KN.m}, \sigma = 6.47 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

- **Vérification de la contrainte de l'acier :**

$$\sigma_s = 24.08 \text{ MPa} > \sigma_s = 201.63 \text{ MPa} . \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Les armatures seront donc recalculées à l'ELS, et on obtient $A = 4.706 \text{ cm}^2$

Le choix du ferrailage est : $A = 4.70 \text{ cm}^2 = 6\text{HA}10$.

- **Vérification de la déformation**

$$1) \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x}\right) \Rightarrow \frac{0.14}{1.30} \geq \frac{8.5064}{20 \times 10.0076} \Rightarrow 0.107 > 0.042 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 10} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 3.93 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées, ce qui fait que le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Type 4 balcon sur 3 appuis**

$L_x = 1.50 \text{ m}$, $L_y = 2.90 \text{ m}$, $\rho = 0.51 > 0.4$, la dalle travaille selon les deux sens .

$$P_u = 11.811 \text{ KN/m}^2 \quad , \quad P_s = 8.36 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x = 1.50 \text{ m} > \frac{L_y}{2} = 1.45 \text{ m} , M_0^x = \frac{P_u \times L_y^3}{24} , M_0^y = \frac{P_u \times L_y^2}{8} \times \left(L_x - \frac{L_y}{2}\right) + \frac{P_u \times L_y^3}{48}$$

Tableau 3-40 Sollicitations de la dalle du type 4

Type4		Sollicitations	
		ELU	ELS
M_{0x} (KN.m)		12	8.49
M_{0y} (KN.m)		6.62	4.68
Travées	Mtx = 0.85 M _{0x}	10.2	7.22
	Mty = 0.85 M _{0y}	5.627	3.98
Appuis	Max = -0.3 M _{0x}	-3.6	/
	May = -0.3 M _{0y}	-3.6	/
Vx (KN)		8.266	/
Vy (KN)		1.143	/

➤ Ferrailage

type 4		M(KN.m)	d(m)	U _{bu}	z(m)	A(calculée) (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A(choisie) (cm ² /ml)	St (cm)
Travées	x-x'	10.2	0.10	0.0718	0.0962	3.046	1.39	3.14 = 4HA10	25
	y-y'	5.627	0.09	0.048	0.087	1.85	1.12	2.01 = 4HA8	25
Appuis	x-x'	3.6	0.10	0.0253	0.098	1.05	1.39	2.01 = 4HA8	25
	y-y'	3.6	0.092	0.029	0.090	1.14	1.12	1.51 = 3HA8	25

➤ Vérifications à l'ELU

• Vérification de l'effort tranchant

Effort tranchant V _u (KN)	V _u = 8.266 KN
Contrainte de cisaillement (Mpa)	$\tau_u = V_u / (b \times d) = 0.082$ Mpa
Contrainte de cisaillement admissible (Mpa)	$\tau_{ad} = 1.16$ Mpa
Vérification de la contrainte de cisaillement ($\tau_u < \tau_{ad}$)	0.082 MPa < 1.16 MPa C.vérifiée

➤ Vérifications à l'ELS

• Vérification de la contrainte de compression du béton

$$M_{ser} = 7.22 \text{ KN.m}, \quad y = 2.63 \text{ cm}, \quad I = 3.16 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Contrainte dans le béton (Mpa)	$\sigma_{bc} = (M_t \times y) / I$	6 Mpa
Contrainte dans l'acier (Mpa)	$\sigma_s = 15 (M_t \times (d - y)) / I$	252.58 Mpa
Vérification de la contrainte dans le béton (Mpa)	$\sigma_{bc} < \sigma_{ad} = 0.6 \times f_{c28}$	6 Mpa < 15 Mpa
Vérification de la contrainte dans l'acier (Mpa)	$\sigma_s < \sigma_{ad} = \min(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}})$	252.58 MPa > 201.63 MPa non vérifiée

La vérification de la contrainte de l'acier n'a pas été vérifiée, le calcul des armatures à l'ELS se fera donc comme pour le type 1.

Le choix du ferrailage se fera à l'ELS : $A = 4.52 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}12$.

• Vérification de la déformation

$$1) \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x}\right) \Rightarrow \frac{0.14}{1.50} \geq \frac{7.22}{20 \times 8.49} \Rightarrow 0.093 > 0.04 \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 10} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 3.14 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées, ce qui fait que le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ Type 5 dalle sur 3 appuis (cage d'escaliers)

$L_x = 1.40 \text{ m}$, $L_y = 3 \text{ m}$, $\rho = 0.46 > 0.4$, la dalle travaille selon les deux sens .

$P_u = 11.811 \text{ KN/m}^2$, $P_s = 8.36 \text{ KN/m}^2$

$$L_x = 1.40 \text{ m} > \frac{L_y}{2} = 1.50 \text{ m} , M_0^x = \frac{P_u \times L_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2P_u \times L_x^3}{3} , M_0^y = \frac{P_u \times L_x^3}{6}$$

Tableau 3-41 Sollicitations de la dalle du type 5 (cage d'escalier)

Type 5		Sollicitations	
		ELU	ELS
$M_{0x} \text{ (KN.m)}$		13.11	9.29
$M_{0y} \text{ (KN.m)}$		5.4	3.823
Travées	$M_{tx} = 0.75 M_{0x}$	9.83	6.96
	$M_{ty} = 0.85 M_{0y}$	4.59	3.25
Appuis	$M_{ax} = -0.5 M_{0x}$	-6.55	/
	$M_{ay} = -0.3 M_{0y}$	-3.93	/
$V_x \text{ (KN)}$		7.89	/
$V_y \text{ (KN)}$		0.802	/

➤ Ferrailage

type 5		M(KN.m)	d (m)	Ubu	z(m)	A(calculé) (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	A(choisie) (cm ² /ml)	St (cm)
Travées	x-x'	9.83	0.11	0.057	0.106	2.66	1.42	3.14=4HA10	25
	y-y'	4.59	0.10	0.032	0.098	1.34	1.12	1.51=3HA8	33
Appuis	x-x'	6.55	0.11	0.038	0.107	1.74	1.42	2.01=4HA8	25
	y-y'	3.93	0.102	0.026	0.10	1.13	1.12	1.51=3HA8	33

➤ **Vérifications à l'ELU**

• **Vérification de l'effort tranchant**

Effort tranchant V_u (KN)	$V_u = 7.89$ KN
Contrainte de cisaillement (Mpa)	$\tau_u = V_u/(bxd) = 0.071$ Mpa
Contrainte de cisaillement admissible (Mpa)	$\tau_{ad} = 1.16$ Mpa
Vérification de la contrainte de cisaillement ($\tau_u < \tau_{ad}$)	$0.071 \text{ MPa} < 1.16 \text{ Mpa}$ C.vérifiée

➤ **Vérifications à l'ELS**

• **Vérification de la contrainte de compression du béton :**

$$M_{ser} = 6.96 \text{ KN.m}, \quad y = 0.027 \text{ m}, \quad I = 3.90 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Contrainte dans le béton (Mpa)	$\sigma_{bc} = (M_t \times y)/I$	4.79 Mpa
Vérification de la contrainte dans le béton (Mpa)	$\sigma_{bc} < \sigma_{ad} = 0.6 \times f_{c28}$	$4.79 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$ C.vérifiée

• **Vérification de la contrainte de l'acier**

La vérification n'est pas nécessaire, puisque la fissuration est peu nuisible, ce qui fait que les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

• **Vérification de la déformation**

$$1) \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x}\right) \Rightarrow \frac{0.14}{1.40} \geq \frac{6.96}{20 \times 9.29} \Rightarrow 0.10 > 0.0375 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 11} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 2.85 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées, ce qui fait que le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Type 6 dalle sur 4 appuis (ascenseur)**

$L_x = 3.15 \text{ m}$, $L_y = 5.60 \text{ m}$, $\rho = 0.56 > 0.4$, la dalle travaille selon les 2 sens.

$$P_u = 11.811 \text{ KN/m}^2, \quad P_s = 8.36 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour : } \rho = 0.56 \quad \text{ELU } \begin{cases} U_x = 0.088 \\ U_y = 0.25 \end{cases}, \quad \text{ELS } \begin{cases} U_x = 0.0923 \\ U_y = 0.4254 \end{cases} \quad (\text{Annexe 2})$$

$$M_0^X = U_x \times P_u \times L_x^2, \quad M_0^Y = U_y \times M_0^X$$

Tableau 3-42 Sollicitations de la dalle entourant l'ascenseur

Type 6		Sollicitations	
		ELU	ELS
M_{0x} (KN.m)		10.313	7.656
M_{0y} (KN.m)		2.578	3.257
Travées	$M_{tx} = 0.75 M_{0x}$	7.734	5.742
	$M_{ty} = 0.75 M_{0y}$	1.933	2.442
Appuis	$M_{ax} = -0.5 M_{0x}$	-5.156	/
	$M_{ay} = -0.5 M_{0y}$	-5.156	/
V_x (KN)		16.90	/
V_y (KN)		3	/

➤ Ferrailage

type 6		M(KN.m)	d (m)	U_{bu}	z(m)	A(calculée) (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	A(choisie) (cm ² /ml)	St (cm)
Travées	x-x'	7.734	0.11	0.045	0.107	2.01	1.32	3.14=4HA10	15
	y-y'	1.933	0.10	0.013	0.0993	0.55	1.20	2.01=4HA8	15
Appuis	x-x'	5.156	0.11	0.030	0.108	1.36	1.32	2.01=4HA8	15
	y-y'	5.156	0.102	0.010	0.101	0.42	1.23	2.01=4HA8	15

Le ferrailage de la dalle se fait en disposant selon les 2 directions, des barres de renfort de section égale à celle des barres coupées.

		A(choisie) (cm ² /ml)	A(barres coupées) (cm ²)
travées	x-x'	4HA10	8HA10
	y-y'	4HA8	8HA8
Appuis	x-x'	4HA8	8HA8
	y-y'	4HA8	8HA8

➤ **Vérifications à l'ELU**

• **Vérification de l'effort tranchant**

Effort tranchant V_u (KN)	$V_u=16.90$ KN
Contrainte de cisaillement (Mpa)	$\tau_u = V_u/(b \times d) = 0.153$ Mpa
Contrainte de cisaillement admissible (Mpa)	$\tau = 1.16$ Mpa
Vérification de la contrainte de cisaillement ($\tau_u < \tau_{ad}$)	$0.153 \text{ MPa} < 1.16 \text{ Mpa}$ C.vérifiée

➤ **Vérifications à l'ELS**

• **Vérification de la contrainte de compression du béton**

$$M_{ser}^t = 5.742 \text{ KN.m}, y = 0.027 \text{ m}, I = 3.898 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Contrainte dans le béton (Mpa)	$\sigma_{bc} = (M_t \times y)/I$	4.09 Mpa
Vérification de la contrainte dans le béton (Mpa)	$\sigma_{bc} < \sigma_{ad} = 0.6 \times f_{c28}$	$4.09 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$ C .vérifiée

• **Vérification de la contrainte de l'acier**

La vérification n'est pas nécessaire, puisque la fissuration est peu nuisible, ce qui fait que les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

• **Vérification de la déformation**

$$1) \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x}\right) \Rightarrow \frac{0.14}{3.15} \geq \frac{5.742}{20 \times 7.656} \Rightarrow 0.044 > 0.0375 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14 \times 10^{-4}}{1 \times 0.11} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 2.85 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées, ce qui fait que le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Schémas de ferrailage

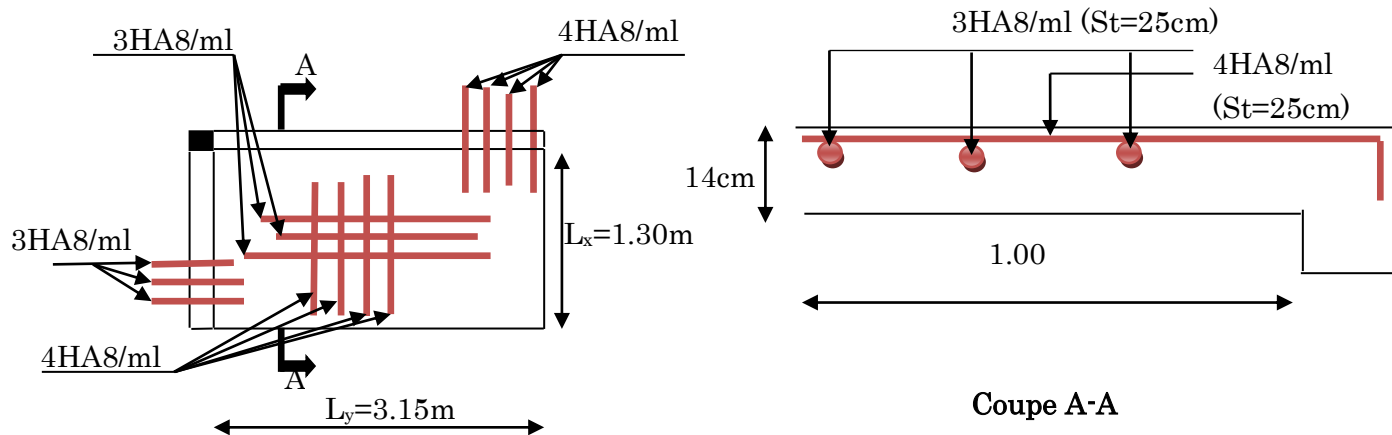


Figure3-5 Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.

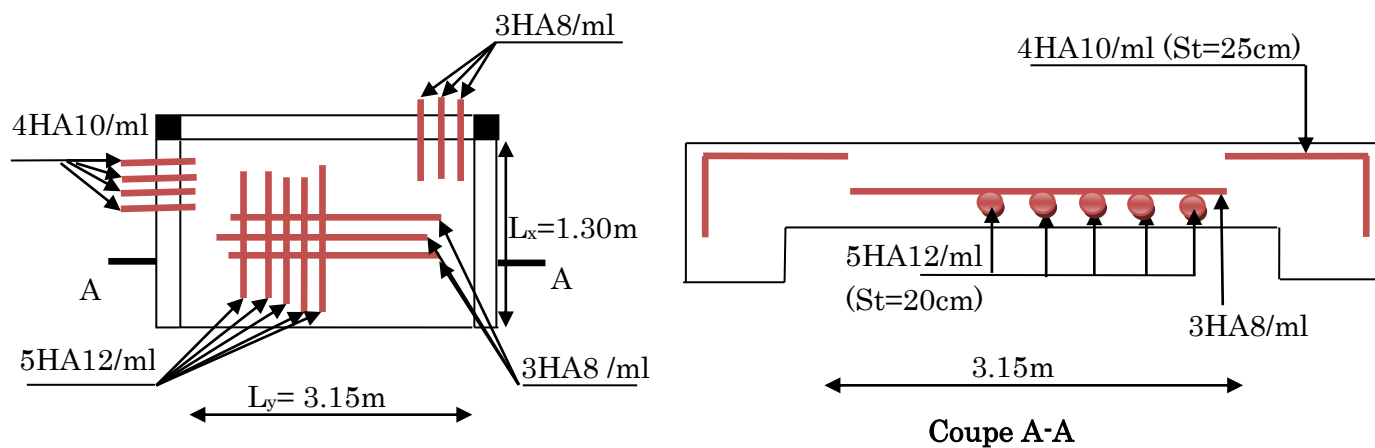


Figure3-6 Schéma de ferrailage de la dalle du type 1 sur trois appuis

3.3. Etude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumis à son

Poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Hypothèse de calcul

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur. La fissuration est considérée nuisible.

On a deux types : Type 1 : acrotère de la terrasse inaccessible

Type 2 : acrotère de la terrasse accessible

– Evaluation des charges

- Poids propre: $G=3\text{KN}$
- La charge d'exploitation : $Q=1\text{KN}$
- La force sismique horizontale F_p , donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad [2] \text{ (Art 6.2.3)}$$

A: Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A=0,15$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 3 \Rightarrow F_p = 1,44 \text{ KN.}$$

Calcul du centre de gravité $G(X_g, Y_g)$

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 9,3\text{cm}; Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_g = 33,2\text{cm}$$

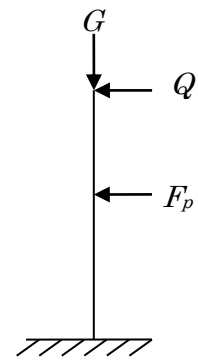


Figure 3-7 Schéma statique de l'acrotère

Tableau 3-43 Charges et centres de gravité des 2 acrotères

Acrotères	Type 1	Type 2
S (m²)	0.1027	0.165
CDG(m)	$X_G=0.093$	$X_G=0.088$
	$Y_G=0.332$	$Y_G=0.541$
G(KN)	3	4.885
Q(KN)	1	1
F_P(KN)	1.44	2.3448

– Calcul des sollicitations

$$N_G = 3KN$$

L'acrotère est soumise à : $M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6KN.m$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.44 \times 0.332 \Rightarrow M_{F_p} = 0.478KN.m$$

Tableau 3-44 les sollicitations des acrotères

	Type 1	Type 2
N_G(KN)	3.00	4.885
M_{F_P}(KN.m)	0.478	1.266
M_q(KN.m)	0.6	1

– Calcul des combinaisons

Tableau 3-45 les sollicitations de combinaison des 2 acrotères

		RPA	ELU	ELS
Sollicitations		G+Q+E	1,35G+1,5Q	G+Q
N(KN)	Type 1	3.00	4.05	3.00
	Type 2	4.885	6.59	4.885
M(KN.m)	Type 1	1.078	0.9	0.6
	Type 2	2.266	1.5	1

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fera pour le type 2, c'est à dire l'acrotère de la terrasse accessible, qui est donc la plus sollicitée, les calculs se feront à l'ELU et à l'ELS.

- Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$\text{On a : } e_0 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_0 = \frac{1.5}{6.594} = 0.227m; \quad \frac{h}{6} = 0.16m$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2

Tel que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liée à la déformation de la structure.

Selon le CBA 93 (Art A.4.3.5)

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right), \quad e_2 = \left(\frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}\right), \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-

Permanent, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement, $l_f = 2 \times h = 2 \times 1 = 2m$

L : Longueur de l'acrotère.

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

Pour l'excentricité selon le (CBA93 Art A.4.3.5)

$$e = e_1 + e_2 \quad \text{et} \quad e_1 = e_0 + e_a; \quad e_2 = 0.0016m, \quad e_a = 2cm, \quad e = 0.25m$$

• Calcul à l'ELU

$$N_u = 6.59 \text{ KN} \quad , \quad M_u = N_u \times e = 6.59 \times 0.25 + 1.65 \text{ KN.m} \quad , \quad f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa} \quad , \quad f_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$h = 15 \text{ cm} \quad , \quad d = 12 \text{ cm} \quad , \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.65 + 6.59 \times \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.95 \text{ KN.m}$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.95 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.009) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.011 \quad , \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.119 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.95 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.47 \times 10^{-4} - \frac{6.59 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.28 \text{ cm}^2$$

➤ Vérifications à l'E.L.U

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{On adopte: } A_s = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA6} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Espacement

- Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.
- Armatures de répartitions : $S_t \leq 100/3 = 33,33 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

Vérification au cisaillement

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\tau_{ad} \leq \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) \quad [1] \text{ (Art 5.1.3)}$$

$$\tau_{ad} \leq \min(2.5 ; 4Mpa) \Rightarrow \tau_{ad} \leq 2.5Mpa$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 2.3448 + 1 = 3.3448KN \Rightarrow V_u = 3.344KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3.344 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.027Mpa \Rightarrow \tau < \tau_{ad} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

➤ Vérification à l'ELS

$$d = 0.12m, \quad N_{ser} = 4.88KN, \quad M_{ser} = Q \times h, \quad M_{ser} = 1KN.m, \quad \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times \frac{y_{ser}}{u_t}, \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times \frac{d - y_{ser}}{u_t} \quad [1] \text{ (Art 4.3.5)}$$

$$\sigma_{ad} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{ij}}\right) = 201.63Mpa$$

Position de l'axe neutre

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) \Rightarrow e_1 = \frac{1}{4.88} + \left(0.12 - \frac{0.15}{2}\right) \Rightarrow e_1 = 0.25m$$

$e_1 > d \Rightarrow$ "c" à l'extérieur de la section :

$$c = 0.12 - 0.25 \Rightarrow c = -0.13m$$

$$y_{ser} = y_c + c, \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times \left(\frac{d - c}{b}\right), \quad q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$p = -3 \times (-0.13)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0.12 - 0.13}{1}\right) = -0.04m^2, \quad q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$q = -2 \times (-0.13)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 - 0.13)^2}{1} = 0.005m^2$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne :

$$y_c = -0.272 \text{ m} \Rightarrow y_{ser} = 0.04 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 122.315 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.88 \times 10^{-3}}{122.315 \times 10^{-6}} \times 0.04 = 1.59 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{4.88 \times 10^{-3}}{122.315 \times 10^{-6}} \times (0.12 - 0.04) = 47.87 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.59 \text{ Mpa} < \sigma_{ad} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{et} \quad \sigma_s = 47.87 \text{ Mpa} < \sigma_{ad} = 201.63 \text{ Mpa}$$

➤ Schéma de ferrailage

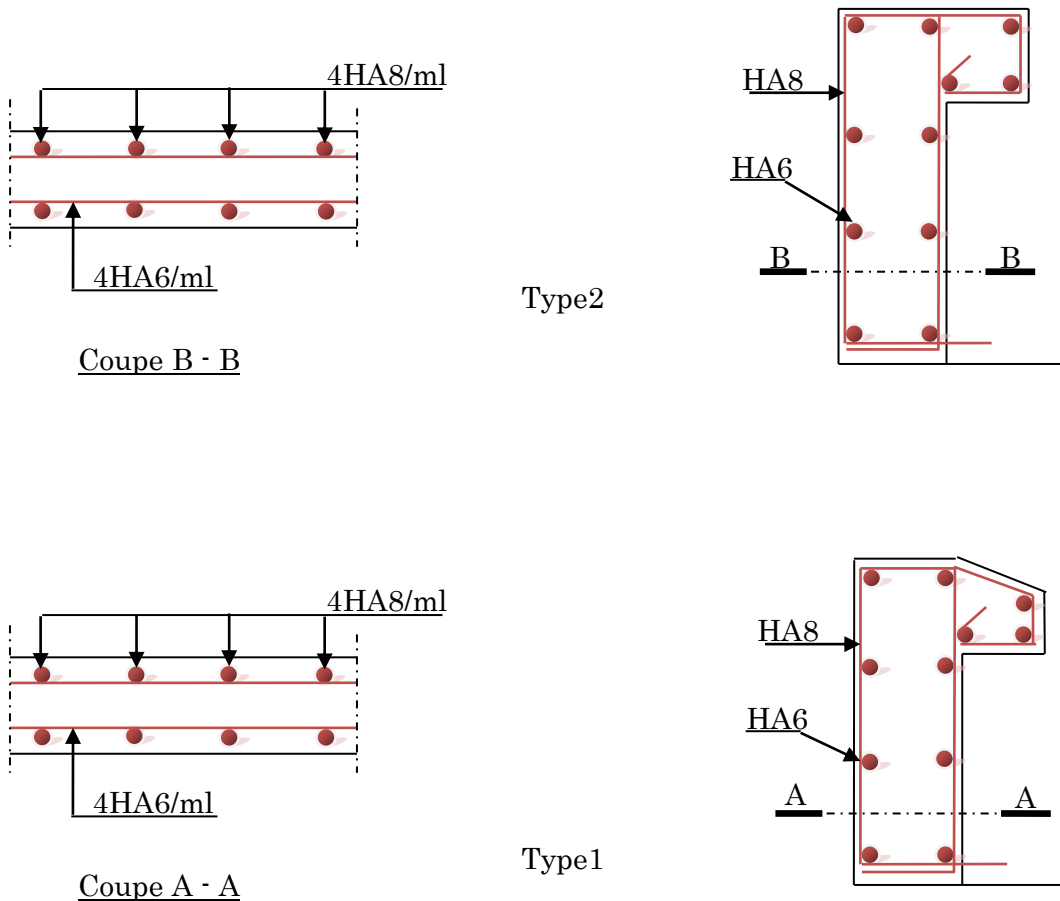
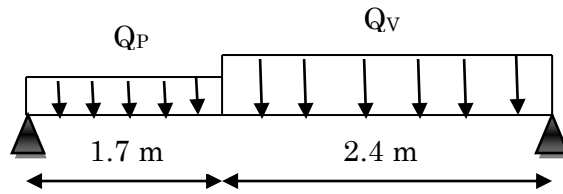


Figure 3-8 Schéma de ferrailage des 2 acrotères

3.4. Etude des escaliers

❖ Escaliers du type 1 (à deux volées)



-Schéma statique-

• Combinaisons de charges

- Pour la volée

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 14.199 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 10.24 \text{ KN/m}$$

- Pour le palier

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 11.04 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 7.9 \text{ KN/m}$$

• Calcul des Sollicitations

Tableau 3-46 Sollicitation à l'E.L.U escalier du type 1.

	$q_v(\text{KN})$	$q_p(\text{KN})$	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a=M_b$	$V_u(\text{KN})$
ELU	14.197	11.04	34.432	25.824	17.216	31.27
ELS	10.24	7.9	24.788	21.070	9.915	22.531

• Ferrailage des escaliers du type 1 à deux volées

	$M(\text{KN.m})$	U_{bu}	$z \text{ (m)}$	$A \text{ (calculée)}$ cm^2/ml	$A \text{ (min)}$ cm^2/ml	$A \text{ (choisie)}$ cm^2/ml
En travées	25.824	0.1078	0.1225	6.0577	1.569	6HA12 = 6.79
En appuis	17.216	0.0719	0.1251	3.9552	1.569	5HA10 = 3.93

- **Calcul de la section des armatures transversales**

En travées : $A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/ml

En appuis : $A_a \geq \frac{A_{ul}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.982 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/ml

- **Espacement des barres**

- Armatures longitudinales : $St \leq \min (3 \times e ; 33) \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$.

➤ **Vérifications à l'E.L.U**

- **Vérification de l'effort tranchant**

Pour une fissuration peu nuisible : selon le BAEL91 (Art 5.1.3)

$$\tau_{ad} \leq \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{31.27 \times 10^3}{1 \times 0.13} = 0.240 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u < \tau_{ad} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \quad [1] \text{ (Art 5.1.5)}$$

$$(31.27 \times 10^3 - \frac{17.216 \times 10^3}{0.9 \times 0.13}) \times \frac{1.15}{400} = -3.33 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'E.L.S**

- **Vérification de la contrainte de compression du béton**

Tableau 3-47 Vérification des contraintes à l'E.L.S, escaliers du type 1

	M _{ser} (KN.m)	y (m)	I × 10 ⁻⁴ (m ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{ad} (Mpa)	σ _{bc} < σ _{ad}	observation
En travées	21.07	0.0422	1.035	8.60	15	8.60 < 15	vérifiée
En appuis	9.915	0.0337	0.6742	4.955	15	4.955 < 15	vérifiée

- Vérification de l'état limite de déformation

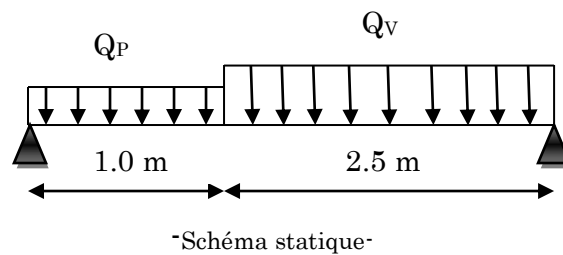
$$1) \frac{h}{l} \geq \max \left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) \Rightarrow 0.035 < 0.085 \quad [1] \text{ (Art 7.5)}$$

$$2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0052 < 0.01$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Le calcul de la flèche se fera en rassemblant tous les autres types d'escaliers pour lesquelles la flèche ne sera pas vérifiée.

- ❖ Etude des escaliers du type1 (à trois volées)



- Calcul des Sollicitations

Tableau 3-48 Sollicitation à l'E.L.U, escaliers du type 1 (à trois volées)

	$q_v(\text{KN})$	$q_p(\text{KN})$	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a=M_b$	$V_u(\text{KN})$
ELU	13.956	10.365	20.481	15.36	10.24	23.91
ELS	10.06	7.4	14.746	12.53	5.89	17.22

- Ferrailage des escaliers du type 1 à trois volées

	$M(\text{KN.m})$	U_{bu}	$z \text{ (m)}$	$A(\text{calculée})$ cm^2/ml	$A(\text{min})$ cm^2/ml	$A(\text{choisie})$ cm^2/ml
En travées	15.36	0.089	0.104	4.212	1.328	4HA12 = 4.52
En appuis	10.24	0.059	0.106	2.761	1.328	4HA10 = 3.14

- Calcul de la section des armatures transversales

En travée : $A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/ml

En appuis : $A_u \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/ml

- Espacement des barres

Armatures longitudinales $S_t \leq (3 \times e; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

➤ Vérifications à l'E.L.U

- Vérification de l'effort tranchant 0.217

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{23.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.217 \text{ Mpa} < \tau_{ad} = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (23.91 \times 10^{-3} - \frac{10.24 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.11}) \times \frac{1.15}{400} = -2.286 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ Vérification à l'E.L.S

- Vérification de la contrainte de compression du béton

Tableau 3-49 Vérifications des contraintes à l'E.L.S, escaliers du type 1 (à trois volées)

	M _{ser} (KN.m)	y (m)	I × 10 ⁻⁴ (m ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{ad} (Mpa)	σ _{bc} < σ _{ad}	observation
En travées	12.53	0.0324	0.5216	7.78	15	7.78 < 15	vérifiée
en appuis	5.89	0.0278	0.3898	4.20	15	4.20 < 15	vérifiée

- Vérification de l'état limite de déformation

$$1) \frac{h}{l} \geq \max \left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) \Rightarrow 0.04 < 0.084$$

Il suffit que la première condition ne soit pas vérifiée, le calcul de la flèche sera nécessaire.

➤ Schéma de ferrailage

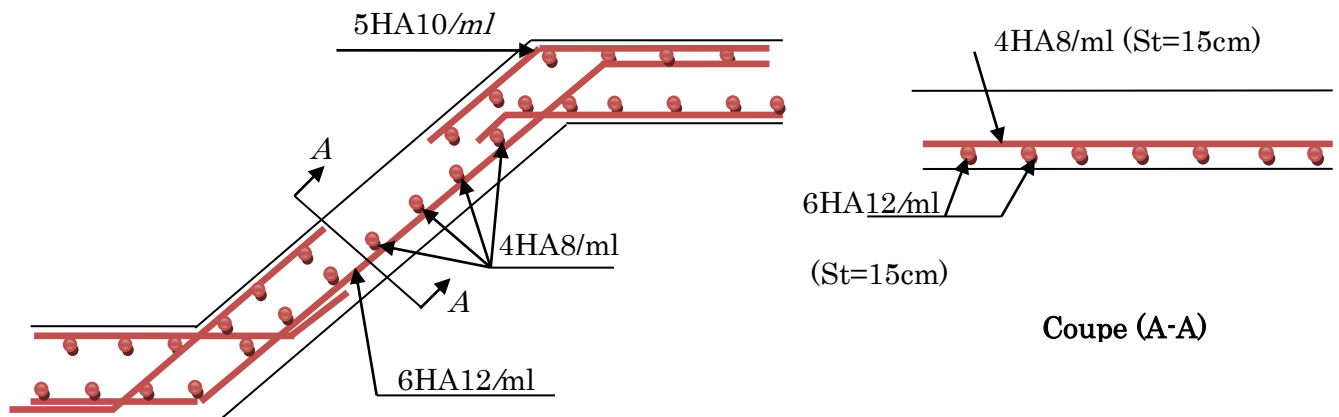
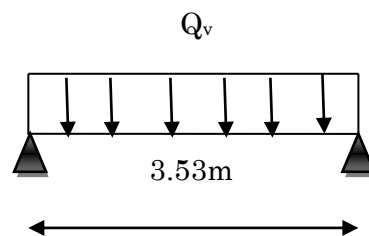


Figure 3-9 Escalier du type1

❖ Etude des escaliers du type 2 quartiers tournants



-Schéma statique-

• Calcul des Sollicitations

Tableau 3-50 Sollicitation à l'E.L.U des escaliers du type2.

	$q_v(\text{KN})$	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a=M_b$	$V_u(\text{KN})$
ELU	13.402	20.935	15.701	10.467	23.688
ELS	9.65	15.073	12.812	6.029	17.056

• Ferrailage des escaliers du type 2

	$M(\text{KN.m})$	U_{bu}	A	$z \text{ (m)}$	$A(\text{calculée})$ cm^2/ml	$A(\text{min})$ cm^2/ml	$A(\text{choisie})$ cm^2/ml
En travées	15.701	0.091	0.120	0.1047	4.311	1.328	4HA12 = 4.52
En appuis	10.467	0.061	0.078	0.1065	2.824	1.328	4HA10 = 3.14

- Calcul de la section des armatures transversal

En travée : $A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/ml

En appuis : $A_u \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/ml

- Espacement des barres

Armatures longitudinales $S_t \leq (3 \times e; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

➤ Vérifications à l'E.L.U

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \tau_{ad} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.} \quad [1] \text{ (Art 5.1.3)}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{23.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.215 \text{ MPa} < \tau_{ad} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (23.68 \times 10^{-3} - \frac{10.46 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.11}) \times \frac{1.15}{400} = -2.356 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée}$$

➤ Vérification à l'E.L.S

Tableau 3-51 Vérification des contraintes à l'E.L.S, escaliers du type2.

	M _{ser} (KN.m)	y (m)	I × 10 ⁻⁴ (m ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{ad} (Mpa)	σ _{bc} < σ _{ad}	observation
En travées	12.812	0.0324	0.5216	7.95	15	7.95 < 15	vérifiée
en appuis	6.029	0.0278	0.3898	4.30	15	4.30 < 15	vérifiée

- Vérification de l'état limite de déformation

$$1) \frac{h}{l} \geq \max \left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) \Rightarrow 0.039 < 0.085$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

- Vérification de la flèche pour tous les types

	Type 1		Type 2
	2 volées	3 volées	
q_j	6.6	6.02	5.69
q_g	7.22	7.56	7.15
q_p	9.72	10.06	9.65
M_j	14.2	7.83	8.88
M_g	15.53	9.83	9.49
M_p	20.9	13.09	12.81
Δf	0.862	0.692	0.602
$\tilde{E}$	0.9	0.7	0.707
vérification	Vérifiée	vérifiée	vérifiée

➤ Schéma de ferrailage

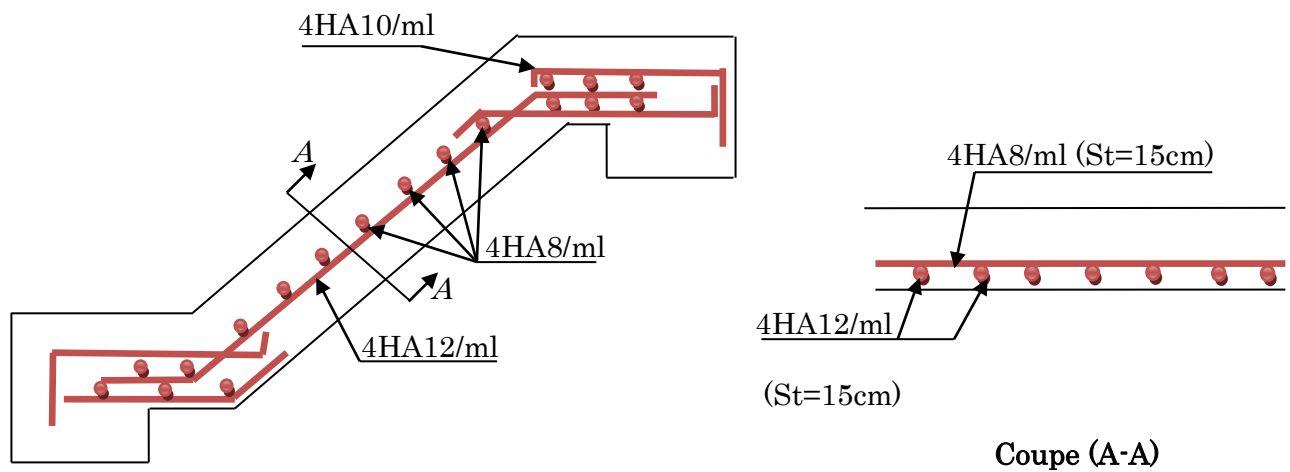
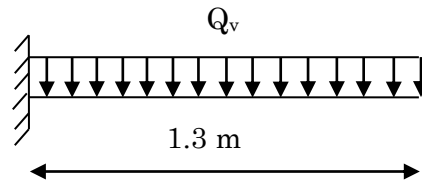


Figure 3-10 Escalier du type 2

❖ Etude des escaliers du type 3 fer à cheval



-Schéma statique-

• Evaluation des charges et surcharges

$$G_{\text{paillasse}} = 9.45 \text{ KN/m}^2 \quad Q_{\text{escaliers}} = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

• Calcul des sollicitations

$$\text{à l'ELU : } q_p = (1.35 \times 9.45) + (1.5 \times 2.5) \Rightarrow q_p = 16.5075 \text{ KN/m}$$

En utilisant la méthode de la RDM, on trouve :

$$R_A = 21.46 \text{ KN} \quad , \quad M_a = 13.94 \text{ KN.m} \quad , \quad V_u = 21.46 \text{ KN}$$

$$\text{à l'ELS : } q_p = 9.45 + 2.50 \Rightarrow q_p = 11.95 \text{ KN/m}$$

$$R_A = 15.535 \text{ KN} \quad , \quad M_a = 10.097 \text{ KN.m} \quad , \quad V_{\text{ser}} = 15.535 \text{ KN}$$

• Calcul à l'ELU

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$).

Avec : $b = 100 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$, $d = 17 \text{ cm}$

	M(KN.m)	U_{bu}	α	z (m)	A(calculée) cm ² /ml	A(min) cm ² /ml	A(choisie) cm ² /ml
En appuis	13.942	0.034	0.043	0.167	2.4	2.05	4HA10 = 3.14

➤ Vérification à l'ELU

• Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \tau_{ad} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{21.46 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.126 \text{ MPa} < 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (21.46 \times 10^{-3} - \frac{13.94 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.17}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -2.002 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures de transversales**

$$\text{En appui : } A_a \geq \frac{A_a}{4} \Rightarrow A_a \geq \frac{3.14}{4} \Rightarrow A_a \geq 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

On choisit donc : 4HA8 = 2.01 cm²/ml

- **Espacement des barres**

- Armatures longitudinales : $S_l \leq \min (3 \times e ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$
- Armatures transversales : $S_t \leq \min (4 \times e ; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$

on opte pour : $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification à l'ELS**

- **Vérification de la contrainte de compression du béton**

Tableau 3-52 Vérification des contraintes à l'E.L.S, escaliers du type 3

	M _{ser} (KN.m)	y (m)	I × 10 ⁻⁴ (m ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{ad} (Mpa)	σ _{bc} < σ _{ad}	observation
en appuis	10.097	0.0355	1.0011	3.58	15	3.58 < 15	vérifiée

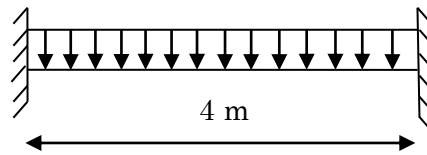
- **Vérification de l'état limite de déformation**

$$1) \frac{h}{l} \geq \max \left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) \Rightarrow 0.153 < 0.10$$

$$2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0018 < 0.01$$

Les conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est donc pas nécessaire.

3.5. Etude de la poutre palière



-schéma statique-

➤ Pré-dimensionnement

$$\text{Condition de la flèche : } \frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{400}{15} < h < \frac{400}{10} \text{ cm} \Rightarrow 26.66 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

[2] (Art 7.5.1)

➤ Calcul des charges sur la poutre appliquées sur la poutre

G_0 : Poids propre de la poutre palière.

$$G_0 = 25 \times 0.35 \times 0.30 = 2.625 \text{ KN/m}$$

$$G_m : \text{Poids propre du mur : } G_m = 2.65 \times \left[(4.08 - 2.72) - \frac{0.35}{2} \right] = 3.14 \text{ KN/m}$$

$$G_t = G_0 + G_m \Rightarrow G_t = 5.765 \text{ KN/m}.$$

➤ Sollicitations

Tableau 3-53 Les sollicitations de la poutre palière.

	ELU		ELS	
Réaction du palier (KN)	$R_A^u = 21.34$		$R_A^s = 15.32$	
Charge q (KN/m)	$q_u = 1.35 G_t + R_A^u$	29.12	$q_s = G_t + R_A^s$	21.08
Moment en travées (KN.m)	$M_t = (q_u \times L^2) / 24$	19.41	$M_t = (q_s \times L^2) / 24$	14.05
Moment aux appuis (KN.m)	$M_a = - (q_u \times L^2) / 12$	-38.82	$M_a = - (q_s \times L^2) / 12$	-28.10
Effort tranchant (KN)	$V_u = (q_u \times L) / 2$	58.24	$V_s = (q_s \times L) / 2$	42.16

➤ Calcul de la section d'armature à la flexion simple

	M(KN.m)	U _{bu}	α	z(m)	A(calculée) (cm ²)	A min (cm ²)
En travée	19.41	0.0446	0.0571	0.3127	1.78	5.25
En appuis	38.82	0.0892	0.117	0.305	3.65	5.25

Exigence du RPA (Art 7.5.2.1) : $A^{\min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2$

➤ Vérifications à l'ELU

• Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 58.24 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{58.24 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 0.60 \text{ MPa} \\ \tau_{ad} = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \tau_{ad} \Rightarrow \dots \text{C'est vérifié.}$$

• Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (58.24 \times 10^{-3} - \frac{38.82 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.32}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -2.20 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$ C'est vérifié.

• Espacement St

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 28.8 \text{ cm.}$$

On opte pour : $S_t = 15 \text{ cm}$ en travées et $S_t = 10 \text{ cm}$ en appuis.

➤ Ferrailage à la torsion

Calcul de la section d'armature longitudinale à la torsion

Le moment de torsion (M_T) provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et qui représente le moment d'appuis de l'escalier (type 1 à 3 volées), qui représente le moment d'appui (M_a) de ce dernier.

$$M^a = 10.24 \text{ KN.m} \text{ Ce qui donne : } M_T = M^a \times \frac{L}{2} = 20.48 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section.

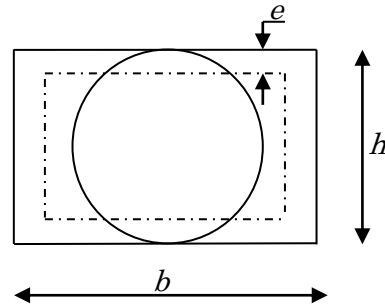
U : périmètre de la section.

Ω : air du contour tracé à mi hauteur.

e : épaisseur de la paroi.

A_l : section d'acier.

$$e = \frac{h}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ cm}$$



$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5.83) \times (35 - 5.83) = 705.03 \text{ cm}^2$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 106.68 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{20.48 \times 10^{-3} \times 106.69 \times 10^{-2}}{2 \times 705.03 \times 10^{-4} \times 348} = 4.45 \text{ cm}^2$$

Section d'armatures finale

$$\text{En travées: } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 1.78 + \frac{4.45}{2} \Rightarrow A_t = 4.005 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{On ferraille avec : } A_t \text{ Soit : } A^t = 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis: } A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 3.65 + \frac{4.45}{2} \Rightarrow A_a = 5.87 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{On ferraille avec : } A_a \text{ Soit : } A_a = 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :** $\tau_u < \tau_{ad}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} \quad [3] \text{ (Art A.5.4.3)}$$

$$\text{On a : } V_u = 58.24 \text{ KN} , \tau_{flexion} = 0.60 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{20.48 \times 10^{-3}}{2 \times 705.03 \times 10^{-4} \times 0.0583} = 2.49 \text{ MPa} \quad [3] \text{ (Art A.5.4.2.1)}$$

$$\text{D'où } \tau_u = 2.56 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Calcul des armatures transversales à la torsion

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$ en travées et $S_t = 10 \text{ cm}$ en appuis

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{20.48 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 705.03 \times 10^{-4} \times 348} \Rightarrow A_t = 0.62 \text{ cm}^2$$

$$A_t^t = 1.35 + 0.62 = 1.97 \text{ cm}^2, \text{ soit un cadre et un étrier de } \varnothing 8 = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification à ELS

- Etat limite de compression du béton

$$\text{On vérifie : } \sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{En travées : } M_t = 14.05 \text{ KN.m}, y = 0.1128 \text{ m}, I = 5.40 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{14.05 \times 10^{-3}}{5.40 \times 10^{-4}} \times 0.1128 \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.93 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{En appuis : } M_t = -28.10 \text{ KN.m}, y = 0.1128 \text{ m}, I = 5.40 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 5.86 \text{ Mpa} < \sigma_{ad}$$

➤ Schéma de ferrailage de la poutre palière

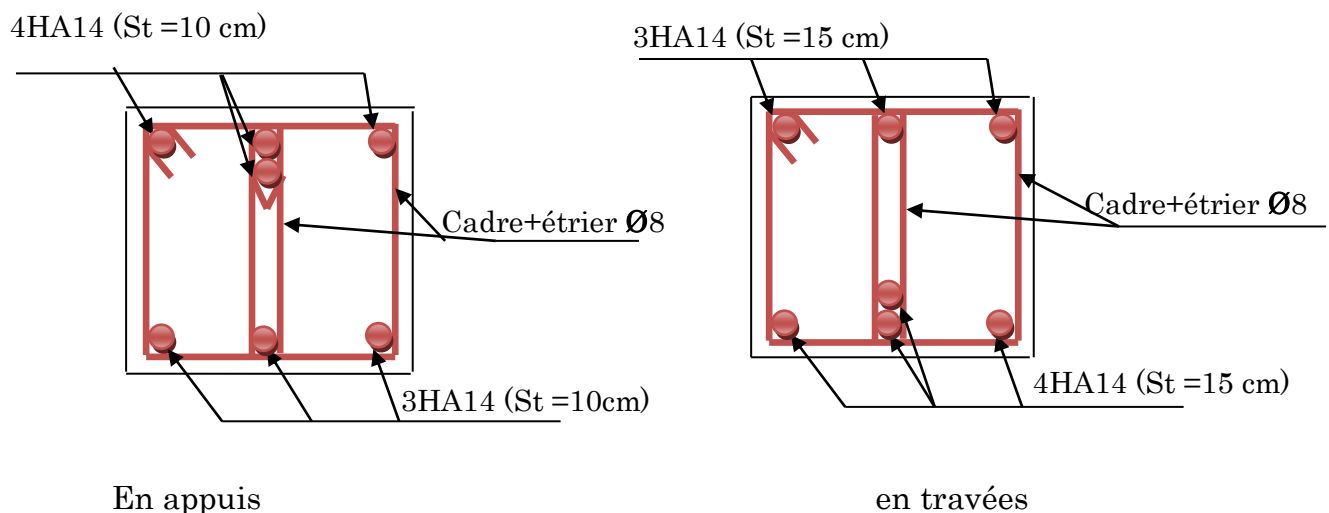
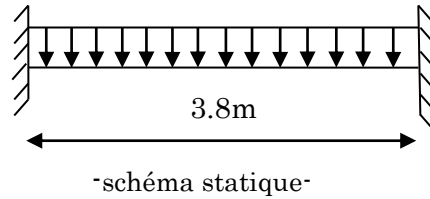


Figure 3-11 Coupe transversale de ferrailage de la poutre palière

3.6. Etude de la poutre brisée

La poutre inclinée se calcule à la flexion simple et à la torsion.



- **Pré-dimensionnement**

On doit vérifier la condition de la flèche:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 25.33 \leq h \leq 38\text{cm} \quad \text{On prend: } h = 35\text{cm} ; b = 30\text{cm}$$

- **Calcul à la flexion simple**

- La poutre est soumise à son :

Poids propre : $P_p = 0.30 \times 0.35 \times 25 = 2.625\text{KN} / m$

Poids de la cloison : $P_c = 1.30 \times 1.53 = 1.989\text{KN} / m$

Poids total : $P_t = 4.614\text{KN} / m$

La charge transmise par la 1^{ème} volée est une réaction :

à l'ELU : $R_u = 21.46\text{KN} / m \Rightarrow P_u = (1.35 \times 4.614) + 21.46 = 27.68\text{KN} / m$

à l'ELS : $R_s = 15.53\text{KN} / m \Rightarrow P_s = 4.614 + 15.53 = 20.144\text{KN} / m$

- **Sollicitations :**

à l'ELU

$$M_t = \frac{27.68 \times 3.8^2}{24} \Rightarrow M_t = 16.65\text{KN.m}$$

$$M_a = \frac{27.68 \times 3.8^2}{12} \Rightarrow M_a = 33.30\text{KN} / m$$

$$V_u = \frac{27.68 \times 3.8}{2} = 52.60\text{KN}$$

à l'ELS

$$M_t = \frac{20.14 \times 3.8^2}{24} \Rightarrow M_t = 12.12 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \frac{20.14 \times 3.8^2}{12} \Rightarrow M_a = 24.24 \text{ KN / m}$$

$$V_s = \frac{20.14 \times 3.8}{2} = 38.266 \text{ KN}$$

➤ **Calcul de la section d'armature à la flexion simple**

	M(KN.m)	U _{bu}	α	z(m)	A(calculée) (cm ²)
En travée	16.65	0.038	0.048	0.314	1.525
En appuis	33.30	0.076	0.099	0.307	3.116

Exigence du RPA : condition de non fragilité : $A_{\min} = 0.5\% \times b \times h = 5.25 \text{ cm}^2$.

➤ **Vérification à l'E.L.U**

• **Effort tranchant**

$$\tau_u \leq \tau_{ad} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{52.6 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 0.54 \text{ MPa} = \tau_{flexion} < \tau_{ad} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(52.6 \times 10^{-3} - \frac{33.30 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.32}\right) \times \frac{1.15}{400} = 0.168 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Calcul de l'espacement St**

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 28.8 \text{ cm}$$

On choisit donc : $S_t = 15 \text{ cm}$ en travées et $S_t = 10 \text{ cm}$ en appuis.

➤ **Calcul à la torsion :**

$$\Omega = 705.03 \text{ cm}^2, \quad e = \frac{h}{6} = 5.83 \text{ cm}, \quad U = 106.68 \text{ cm}$$

- Calcul de la section d'armatures longitudinales à la torsion

$$M_{appuis} = 13.94 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{torsion} = 26.48 \text{ KN.m}$$

$$A_l = \frac{M_{tor} \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_l = 5.76 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

- Section d'armature longitudinale à prendre

$$\text{En travée : } A_t = 1.525 + \frac{5.76}{2} = 4.4 \text{ cm}^2 \quad , \quad \text{on choisit : } A = 6 \text{ HA12} = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_a = 3.116 + \frac{5.76}{2} = 5.6 \text{ cm}^2 \quad , \quad \text{on choisit : } A = 6 \text{ HA12} = 6.79 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} \Rightarrow \tau_{tor} = 3.22 \text{ Mpa} \quad , \quad \tau_{flexion} = 0.54 \text{ Mpa}$$

$$\sqrt{\tau_{tor}^2 + \tau_{flex}^2} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ Mpa} \Leftrightarrow 3.22^2 + 0.54^2 \leq 3.33^2 \Rightarrow 10.66 \leq 11.08 \quad \dots\dots\text{c'est vérifié.}$$

- Calcul de la section d'armatures transversales

On opte pour : $S_t = 15 \text{ cm}$ en travées et $S_t = 10 \text{ cm}$ en appuis.

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times s_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{tor}^t = 0.80 \text{ cm}^2$$

- Section d'armature transversale à prendre

$$A = 1.35 + 0.80 = 2.15 \Rightarrow A = 2.15 \text{ cm}^2$$

On choisit : un cadre et un étrier de $4 \text{ HA10} = 3.16 \text{ cm}^2$

➤ Vérification à l'E.L.S

- Vérification de l'état limite de compression de béton

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\text{En appuis : } M_a = 18.18 \text{ KN.m} \quad , \quad y = 10.56 \text{ cm} \quad , \quad I = 39303.20 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{18.18 \times 10^{-3} \times 0.1059}{39303.2 \times 10^{-8}} = 4.88 \text{ Mpa} < \sigma_{ad} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

En travées : $M_a = 27.27 \text{ KN.m}$, $y = 10.56 \text{ cm}$, $I = 39303.20 \text{ cm}^4$.

$$\sigma_{bc} = 7.32 \text{ Mpa} < \sigma_{ad} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Schéma de ferrailage de la poutre brisée

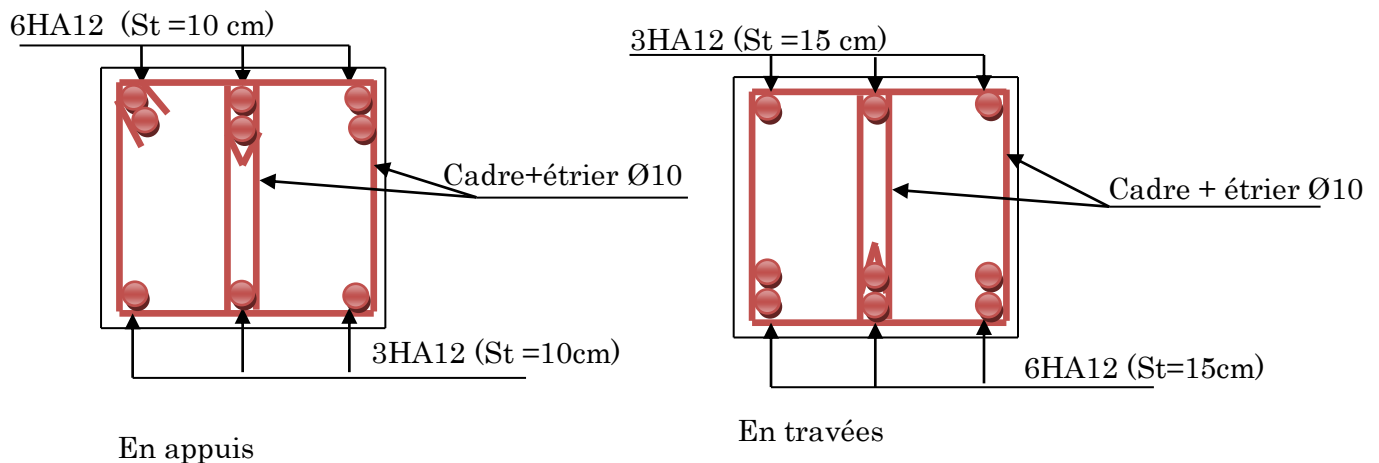


Figure 3-12 Coupe transversale de ferrailage de la poutre brisée

3.7. Etude de la poutre de chaînage

Le chaînage horizontal : Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades a chaque étage au niveau du plancher pour les rendre solidaires à la structure, elles servent de porte à faux.

• Dimensionnement :

$$L_{\max} = 5.10 \text{ m} \Rightarrow \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 34 \text{ cm} \leq h \leq 51 \text{ cm} \quad \text{Condition de flèche}$$

$$h \geq 15 \text{ cm} \quad b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20 \text{ cm.} \quad (30 \text{ cm est l'épaisseur du mur). \quad [2](\text{Art 9.3.3})$$

$$h = 35 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 30 \text{ cm}$$

• Calcul des sollicitations

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.625 \Rightarrow P_p = 2.625 \text{ KN / m}$$

$$P_m = 2.65 \times (3.06 - 0.30) = 7.18 \Rightarrow P_m = 7.18 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35 \times (2.625 + 7.18) = 13.23 \text{ KN/m}, P_s = 7.18 + 2.625 = 9.8 \text{ KN/m}$$

- Calcul à l'E.L.U

$$M_0 = \frac{P_u \times L_{\max}^2}{8} = 43 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t = 0.75 \times M_0 = 32.25 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -21.5 \text{ KN.m}$$

- Armatures longitudinales

	M(KN.m)	Ubu	z (m)	A (calculée) cm ²	A (min) cm ²	A (choisie) cm ²
En travée	32.25	0.074	0.307	3.013	1.159	3HA12 = 3.39
En appui	21.5	0.049	0.311	1.982	1.159	3HA12 = 3.39

➤ Vérifications à l'E.L.U

- Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 33.73 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.35 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ad} = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u < \tau_{ad} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

Soit un cadre HA8

$$1) St \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 28.8 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b(\tau_u - 0.3 f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.35 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0 \quad [3] (\text{Art A.5.1.2.3})$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm} \Rightarrow \text{On choisit donc: } St = 15 \text{ cm}$$

➤ Vérification à l'ELS

- Vérification de la contrainte de compression du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

$$M_s = 31.86 \text{ KN.m}$$

$$M_t^s = 0.75 \times M_s = 23.9 \text{ KN.m}$$

$$M_a^s = -0.5 \times M_s = -15.93 \text{ KN.m}$$

$$A = 3.39 \text{ cm}^2, \quad y = 8.85 \text{ cm}, \quad I = 3.41 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- En travées : $\sigma_{bc} = 6.20 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.
- En appuis : $\sigma_{bc} = 4.12 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$ condition vérifiée

- Evaluation de la flèche

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.068 > 0.0625$$

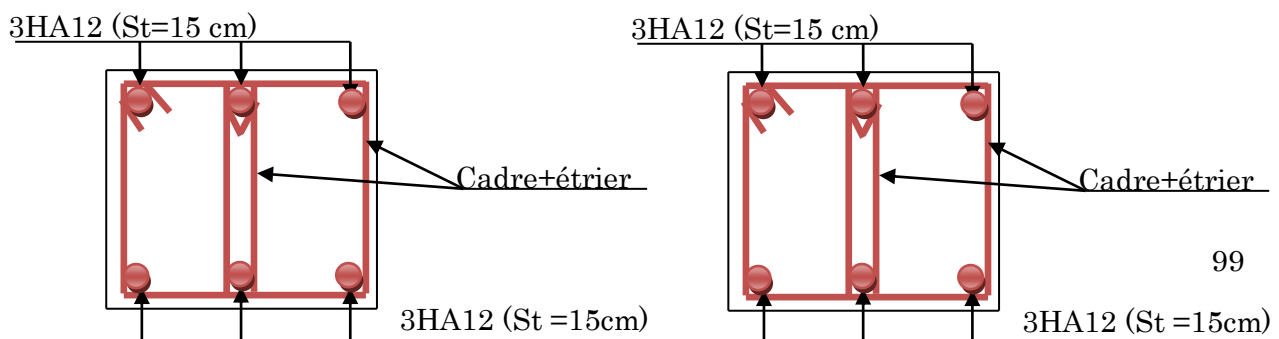
$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.068 > 0.075 \quad \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.03 < 0.01$$

D'où la vérification de la flèche est nécessaire, les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

M_J	M_G	M_P	Δf	f_{adm}
23.9	23.9	23.9	0.31	1.01

➤ Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage



3.8. Etude de l'ascenseur

- **Description**

L'ascenseur est un appareil mécanique servant à déplacer verticalement des personnes vers les différents niveaux de la construction, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur muni d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pouvant contenir 8 personnes dont les caractéristiques sont les suivants :

Vitesse de levage : 1.6 m/s.

Course maximale : 50 m.

Dimensions de la gaine : $B_s \times T_s = 1.40 \times 1.65 \text{ (m}^2\text{)}$

Charge due à la salle machine : $PM = 15 \text{ KN}$.

Charge due à l'ascenseur : $DM = 51 \text{ KN}$.

Charge accidentelle due a la rupture des câbles d'ascenseur : $F_c = 145 \text{ KN}$.

La charge nominale est de 6.3 KN.

- **Etude de la dalle d'ascenseur**

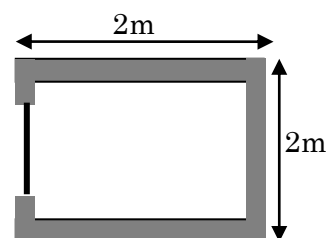
- Epaisseur de la dalle (h)

$$L_x = 2m \quad , \quad L_y = 2m$$

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre les charges importantes

Soit : $h = 20cm$

- **Evaluation des charges et surcharges**



- Poids propre de la dalle et du revêtement

$$G_1 = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.05 = 6.1 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- Poids de la cuvette

$$G_2 = (F_c / \text{Surface}) = (145 / 4) = 36.25 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- Poids total: $G_t = G_1 + G_2 = 6.1 + 36.25 = 42.35 \text{ KN} / \text{m}^2$, $Q = 1 \text{ KN} / \text{m}^2$

Partie 1 : Charge uniformément répartie

➤ Calcul à l'ELU

$$P_u = (1.35 \times 42.35) + (1.5 \times 1) = 58.672 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Evaluation des moments [BAEL91]

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \quad (\text{Annexe 3})$$

$$M_x = U_x \times P_u \times l_x^2 = 0.0368 \times 58.672 \times 2^2 = 8.636 \text{ KN.m}$$

$$M_y = U_y \times M_x = 1 \times 8.636 = 8.636 \text{ KN.m}$$

a. Travées

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 8.636 = 6.477 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 8.636 = 6.477 \text{ KN.m}$$

a. Appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 8.636 = -4.318 \text{ KN.m}$$

• Calcul de l'effort tranchant

$$V_x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} , \quad V_y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_x = 29.336 \text{ KN} , \quad V_y = 29.336 \text{ KN}$$

➤ Ferrailage

La section considérée est une section de (1m×0.20m) sollicitée à la flexion simple.

$$b = 100\text{cm} , h = 20\text{cm} , f_{bu} = 14.2\text{Mpa} , FPN(d_x = 17\text{cm})$$

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

✓ En travées

	M _t (KN.m)	A.calculée (cm ²)	A.choisie (cm ²)
Sens x-x	6.477	1.104	4 HA 10 = 3.14
Sens y-y	6.477	1.174	4 HA 10 = 3.14

✓ En appuis

	M _a (KN.m)	A.calculée (cm ²)	A.choisie (cm ²)
Sens x-x	4.318	0.734	4 HA 10 = 3.14
Sens y-y	4.318	0.734	4 HA 10 = 3.14

➤ Vérifications à l'E.L.U

• Vérification de la condition de non fragilité

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = 0.0008 \times (3 - 1) \times 10.2 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

Tableau 3-54 Tableau récapitulatif des résultats de calcul

	A _t (cm ²)	A _a (cm ²)	A _{min} (cm ²)	type	A.choisie (cm ²)	résultat
Sens x-x	1.104	0.734	1.6	4HA10	3.14	A _{min} >A
Sens y-y	1.174	0.734	1,6	4HA10	3.14	A _{min} >A

• Calcul des espacements

$$\text{Sens x-x'} : S_t \leq \min(3 \times e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y'} : S_t \leq \min(4 \times e; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

• Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} \leq \tau_{ad} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{29.336 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.172 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	Vu (KN)	τ (Mpa)	τ_{ad} (Mpa)	condition
Sens x-x	29.336	0.172	1.25	vérifiée
Sens y-y	29.336	0.183	1.25	vérifiée

➤ Calcul à l'ELS

$$P_s = G + Q = 42.35 + 1 = 43.35 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Evaluation des moments

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \quad \nu = 0.2 \quad \text{(Annexe 3)}$$

$$M_x = U_x \times P_s \times l_x^2 = 0.0441 \times 43.35 \times 2^2 = 7.647 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 1 \times 7.647 = 7.647 \text{ KN.m}$$

a. Travée :

$$M_t^x = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 7.647 = 5.735 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 7.647 = 5.735 \text{ KN.m}$$

b. Appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 7.647 = -3.823 \text{ KN.m}$$

➤ Vérifications

- Vérification de la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}.$$

$$M_t^{ser} = 5.735 \text{ KN.m} , \quad y = 3.559 \text{ m} , \quad I = 1.0011 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers ; d'après le **BAEL91** et **CBA93** la vérification de la flèche est inutile si :

$$1) \frac{h}{l_x} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) \Rightarrow \frac{0.20}{2} \geq \frac{5.735}{20 \times 7.647} \Rightarrow 0.10 > 0.0375 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 17} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 1.847 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées, ce qui fait que le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Partie 2 : Charge concentrée

La charge concentrée P est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

Elle supporte une grande charge donc on adopte une épaisseur $h_0 = 20 \text{ cm}$

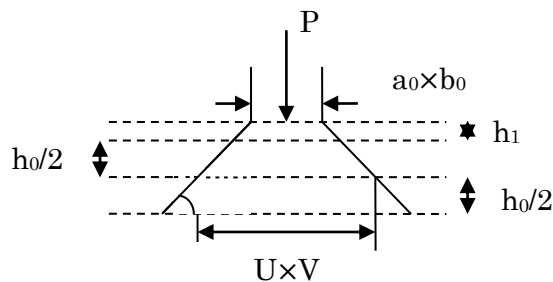


Figure 3-15 Schéma représentant la surface d'impact

$$\text{On a : } P = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$$

$h_0 = 20 \text{ cm}$: épaisseur de la dalle.

$h_1 = 5 \text{ cm}$: revêtement en béton.

a_0 et U : dimensions // $l_x = 2 \text{ m}$

b_0 et V : dimensions // $l_y = 2 \text{ m}$

U et V : côtés du rectangle d'impact.

a_0 et b_0 : surface de chargement.

l_x et l_y : dimensions du panneau de la dalle.

Avec :
$$\begin{cases} V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1 \\ U = a_0 + h_0 + 2\xi h_1 \end{cases}$$

Et : $\xi = 1$ (revêtement en béton), avec : $V = 1.6 \text{ m/s} \Rightarrow a_0 = 80 \text{ cm} ; b_0 = 80 \text{ cm}$

$$V = 80 + 20 + 2 \times 5 = 110 \text{ cm}, U = 80 + 20 + 2 \times 5 = 110 \text{ cm}$$

➤ Calcul à l'ELU

$$M_x = P_u \times (M_1 + \nu M_2) \quad , \quad M_y = P_u \times (M_2 + \nu M_1)$$

Avec : ν coefficient de poisson :
$$\begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{à l'ELU} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{à l'ELS} \end{cases}$$

Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad , \quad \frac{U}{l_x} \quad , \quad \frac{V}{l_y}$$

$$\rho = \frac{200}{200} = 1 \quad , \quad \frac{U}{l_x} = \frac{110}{200} = 0.55 \quad , \quad \frac{V}{l_y} = \frac{110}{200} = 0.55 \quad \text{(Annexe 3)}$$

En utilisant l'abaque de Pigeant pour $(\rho = 1)$, on obtient : $M_1 = 0.0825, M_2 = 0.0825$

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow P_u = 97.605 \text{ KN}$$

• Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.0825 = 8.052 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.0825 = 8.052 \text{ KNm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 8.052 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 8.052 \text{ KNm} \end{cases}$$

• Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$P_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.738 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times P_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.432 \text{ KNm} , \quad M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.432 \text{ KNm}$$

Superposition des moments

Les moments max agissants au centre de la dalle :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.484 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.484 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Pour le ferrailage, on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des murs.

$$\text{En travées : } \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_x = 7.113 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_y = 7.113 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = -4.742 \text{ KN.m}$$

➤ Ferrailage

La section considérée est une section de (1m×0.20m) sollicitée à la flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm} , \quad h = 20 \text{ cm} , \quad f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa} , \quad FPN(d_x = 17 \text{ cm}) \text{ et } (d_y = 16 \text{ cm})$$

Les résultats de calcul sont mentionnés dans les tableaux qui suivent:

✓ En travées

	M _t (KN.m)	A.calculée (cm ²)	A.choisie (cm ²)
Sens x-x	7.113	1.254	4 HA 10 = 3.14
Sens y-y	7.113	1.254	4 HA 10 = 3.14

✓ En appuis

	M_a (KN.m)	A.calculée (cm ²)	A.choisie (cm ²)
Sens x-x	4.742	0.82	4 HA 10 = 3.14
Sens y-y	4.742	0.82	4 HA 10 = 3.14

➤ **Vérification [BAEL91]**

Vérification de la condition de non fragilité

$$h_0 = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} , \rho_0 = 0.8\text{‰} , HA f_e 400$$

$$\rho = 1 > 0.4$$

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times h_0 \Rightarrow A_x^{\min} = 0.0008 \times \left(\frac{3-1}{2} \right) \times 0.20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \Rightarrow A_y^{\min} = 0.0008 \times 1 \times 0.2 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t^x = 1.52 \text{ cm}^2 < 1.6 \text{ cm}^2 , A_t^y = 1.52 \text{ cm}^2 < 1.6 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée } (A_t > A^{\min})$$

• **Diamètre des barres**

$$\text{Il faut vérifier que : } \phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm} \quad \phi_{\max} = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \text{ C.vérifiée .}$$

• **Vérification au poinçonnement :**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

U_c : périmètre du rectnagle d'impact.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (110 + 110) = 440 \text{ cm}$$

$$P_u = 1.35 \times 72.3 = 97.605 \text{ KN} < 0.045 \times U_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 660 \text{ KN} \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{La vérification à faire est : } \tau = \frac{P_u}{U_c \times d} < \tau_{ad} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad [3] \text{ (Art A.5.2.2)}$$

$$\tau = \frac{97.605 \times 10^{-3}}{4.4 \times 0.17} = 0.13 < \tau_{ad} = 1.16 \text{ Mpa}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge (au milieu).

$$U=V$$

$$V_u = \frac{P_u}{3 \times b_0} = \frac{97.605}{3 \times 0.80} = 40.66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{40.66 \times 10^{-3}}{0.17 \times 1} = 0.239 < \tau_{ad} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à L'E.L.S [BAEL91]**

- **Evaluation des moments dus au système de levage**

$$\tau = \frac{P_u}{U_c \times d} < \tau_{ad} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$P = 72.3 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = M_{y1} = 72.3 \times (0.0825 + (0.2 \times 0.0825)) = 7.157$$

- **Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle**

$$q_{ser} = G_1 + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \mu = 0.0368 \quad \text{et} \quad \mu_y = 1$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.045 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.045 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.202 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.202 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En travées : } M_t^x = M_t^y = 0.75 \times M_x = 6.151 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0.5 \times M_x = -4.101 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérifications à l'ELS**

- **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t^x}{I} y \leq \sigma_{ad} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$M_t^x = 6.151 \text{ KN.m} , y = 0.0355 \text{ m} , I = 10011.8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.18 \text{ Mpa} < \sigma_{ad} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

Puisque la condition de non fragilité est satisfaite donc aucune vérification à effectuer.

- **Etat limite de déformation (la flèche)**

$$1) \frac{h}{l_x} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) \Rightarrow \frac{0.20}{2} \geq \frac{6.151}{20 \times 8.202} \Rightarrow 0.10 > 0.0375 \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 17} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 1.847 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées, ce qui fait que le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre 4 Etude dynamique

4.1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts (ruine de constructions et perte de vies humaines). Il est très important de concevoir avec précaution les structures pour résister au maximum aux effets engendrés par les sollicitations auxquelles elles sont soumises. Pour cela elles doivent être conçues et construites de manière adéquate pour résister aux secousses sismiques, tout en respectant les recommandations du règlement parasismique algérien (RPA99/version2003).

4.2. Caractéristiques de la structure

- L'hôtel est classé en groupe d'usage 2B ouvrage de moyenne importance (la structure ne dépasse Pas les 48 m) suivant la classification du RPA 99 version 2003.
- Le sol est de catégorie S3 (sol meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- La structure se trouve dans une zone de sismicité II.
- L'hôtel étudié est un (R+8+Sous sol), le système structurel est constitué d'un système mixte (portiques et de voiles en béton armé).

4.3. Méthode de calcul

L'analyse d'une structure selon le (RPA99 Art 4.1.1), peut se faire à l'aide de deux principales méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique qui regroupe :
 - La méthode modale spectrale.
 - La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

4.3.1. Méthode statique équivalente

Selon le RPA 99 (Art 4.2.1) les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La méthode statique équivalente est utilisée pour calculer l'effort sismique (V), et aussi pour la vérification vis-à-vis de la méthode dynamique.

1. Calcul de l'effort sismique total

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

A : Coefficient d'accélération de la zone, qui dépend du groupe de la structure et de la zone sismique. Dans notre cas : $A = 0.15$ (groupe d'usage 2, zone sismique IIa).

R : coefficient de comportement global de la structure, la valeur de R est indiquée dans le tableau (4.3) du RPA99. Ce coefficient dépend de divers matériaux et systèmes structuraux. Pour un système de contreventement mixte la valeur de R égale à 5.

Q : facteur de qualité, la valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q .$$

P_q : Représente la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 (RPA 99).

" Critère q "	Observée	Pq /xx	Observée	Pq /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2- Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

On aura donc : $Q_x = 1.1$ et $Q_y = 1.1$.

W : poids total de la structure : $W = \sum_1^{11} W_i$ et $W_j = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$.

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA 99.

$\beta = 0.2$ (Bâtiment d'habitation).

$$W_j = W_{Gi} + 0.2W_{Qi} \Rightarrow W = \sum_1^{11} W_i \Rightarrow W = 48975.79 \text{ KN}$$

Le tableau suivant résume le poids des différents étages obtenu par le logiciel SAP 2000

Niveau	Poids cumulé (KN)	Poids d'étage (KN)
3.06	47431.881	4380.762
7.14	43051.119	4679.254
10.2	38371.865	5195.543
13.26	33176.322	5534.879
16.32	27641.443	3724.621
19.38	23916.822	5203.12
22.44	18713.702	4054.622
25.5	14659.08	4629.572
28.56	10029.508	4383.684
31.62	5645.824	4801.811
34.42	844.013	844.013

Le poids des étages représente la différence entre deux poids cumulés de deux étages successifs.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site (S_3) : $T_2 = 0.50 \text{ s}$

η : Facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique, il est fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\begin{cases} \text{Construction auto stable : } \xi = 7\% \\ \text{Contreventement par voiles : } \xi = 10\% \end{cases}$$

Donc, pour une construction mixte on a : $\begin{cases} \xi = 8.5\% \\ \eta = 0.816 \end{cases}$

➤ Calcul de la période T (empirique)

Le calcul de la période fondamentale empirique est nécessaire. Selon l'article (4.2.4.b) du RPA, cette période empirique devra être majorée de 30 % et elle doit dépasser la période donnée par le calcul dynamique.

$$T_{\text{empirique}} = \min \left(C_T H_t^{\frac{3}{4}}, \frac{0.09 \times H_t}{\sqrt{L_{X,Y}}} \right)$$

- **Calcul de T :** $T = C_T H_t^{\frac{3}{4}}$

H_t : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. ($H_t = 34.42 \text{ m}$)

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage

$$C_T = 0.050$$

$$\Rightarrow T = 0.050 \times 34.42^{\frac{3}{4}} = 0.71 \text{ s}$$

- **Calcul de $T_{x,y}$:** $T_{x,y} = \frac{0.09 \times H_t}{\sqrt{L_{X,Y}}}$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 19.95 \text{ m} , \quad L_y = 24.25 \text{ m}.$$

$$\begin{cases} T_x = 0.69 \text{ s} \\ T_y = 0.63 \text{ s} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} T_{x_1} &= \min(T_x; T) = 0.69 \text{ s} \\ T_{y_1} &= \min(T_y; T) = 0.63 \text{ s} \end{aligned} \Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.69} \right)^{2/3} = 1.64 \\ D_y = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.63} \right)^{2/3} = 1.74 \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_{st(x)} = 1.3 \times 0.69 = 0.897 \text{ s} \\ T_{st(y)} = 1.3 \times 0.63 = 0.819 \text{ s} \end{cases}$$

L'effort sismique total à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_{st}(x) = \frac{0.15 \times 1.64 \times 1.1}{5} \times 48975.79 = 2650.57 \text{ KN} \\ V_{st}(y) = \frac{0.15 \times 1.74 \times 1.1}{5} \times 48975.79 = 2812.189 \text{ KN} \end{cases}$$

4.3.2. Méthode dynamique

- Méthode d'analyse modale spectrale

La méthode spectrale est une technique approchée d'évaluation du maximum de la réponse de la structure à partir des maximums de la réponse de chaque oscillateur modal lu sur le spectre d'oscillateur de l'excitation.

Selon le **RPA99**, l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Le spectre de réponse est appliqué dans les deux sens (Lx et Ly), il est donné par le spectre suivant :

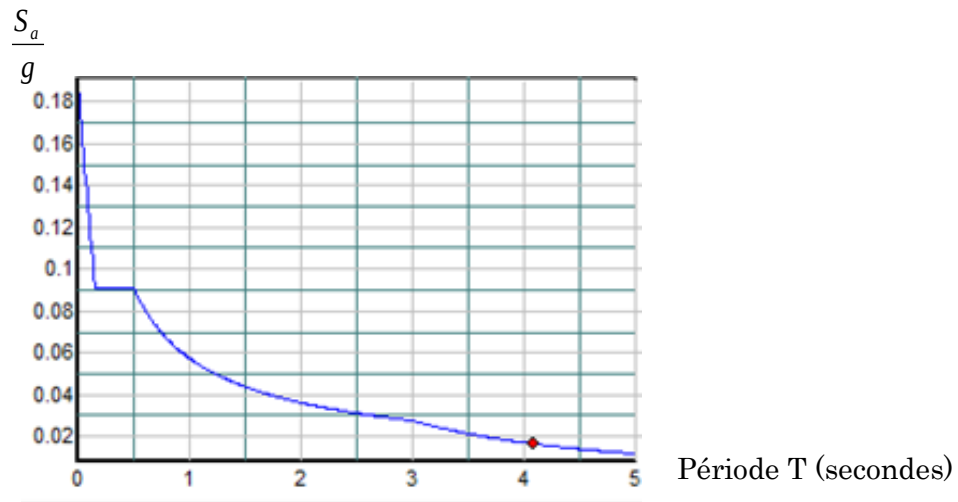


Figure 4-1 Spectre de réponse

- **Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme**

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

4.3.3. Modélisation de la structure

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel SAP2000, sur un modèle tri-dimensionnel de la structure avec 10 niveaux (RDC+8+sous-sol) encastré à sa base. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones flexibles. Cette disposition sera modifiée suivant la conformité du comportement de la structure et les recommandations du RPA99/version 2003.

Dans ce modèle on a modélisé les éléments structuraux (poteau, poutre et voile) et quelques éléments non structuraux (plancher, escalier), le reste des éléments sont introduits comme charge (acroter, mur extérieure...)

- Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type frame.
- Les voiles, dalles et escalier par un élément de type Shell.

L'analyse de la structure se fait par éléments finis.

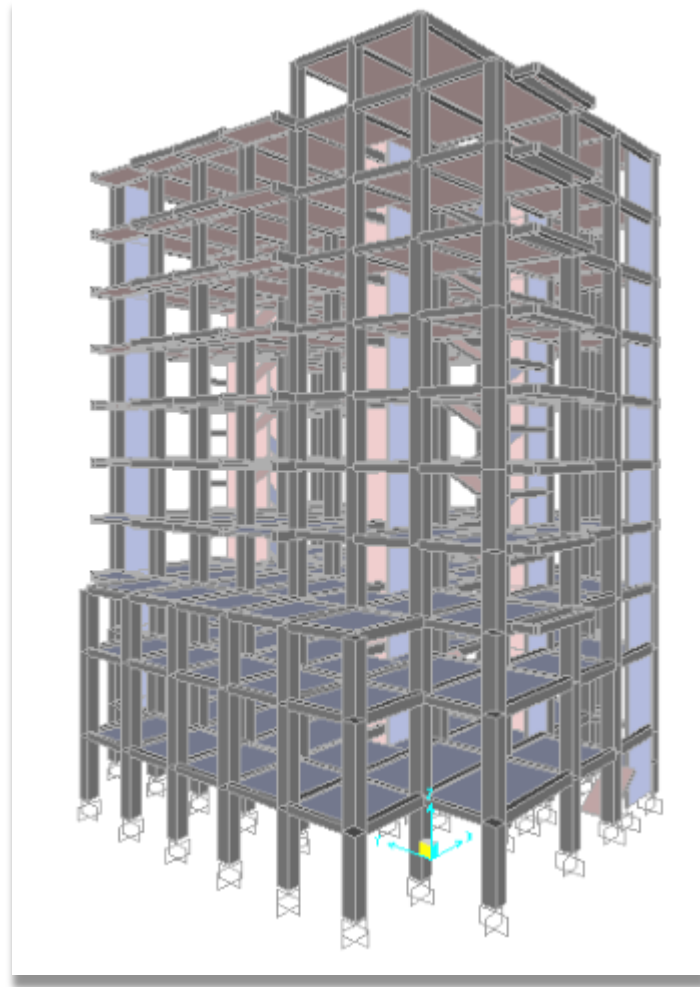


Figure 4-2 Modèle 3D de la structure

4.4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

Dans le but de trouver une bonne disposition des voiles de contreventement, plusieurs essais ont été faits. La disposition choisie devrait donner une période de vibration inférieure à la période donnée par les formules empiriques citées dans le RPA et vérifier l'interaction ainsi que le taux de participation massique.

Après avoir effectué plusieurs essais de disposition, ainsi que la modification de la longueur des voiles et la section des poteaux, on a choisit la disposition représentée ci-dessous :

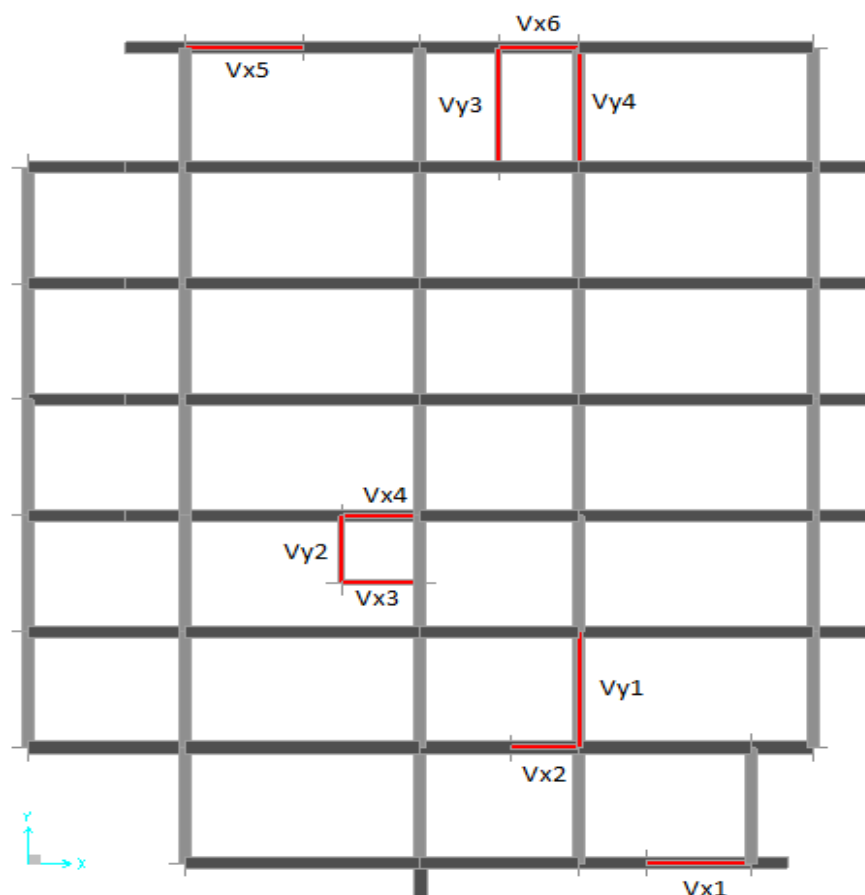
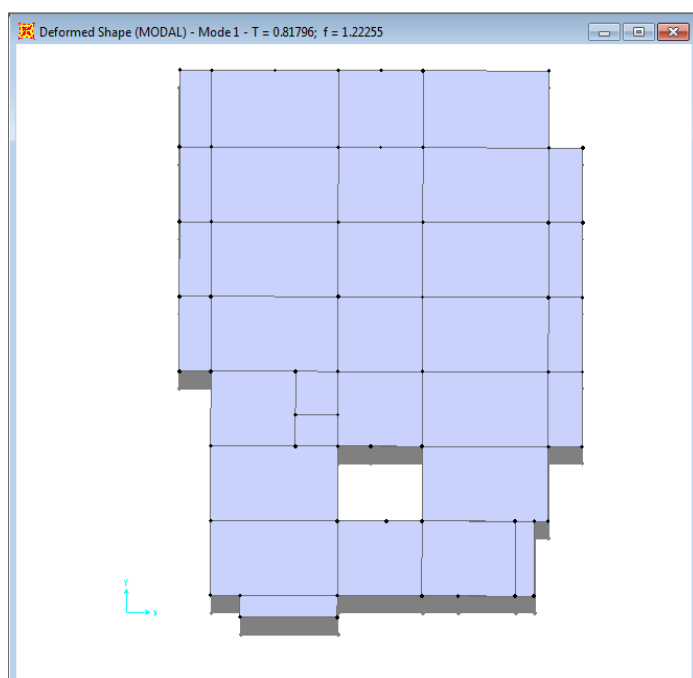


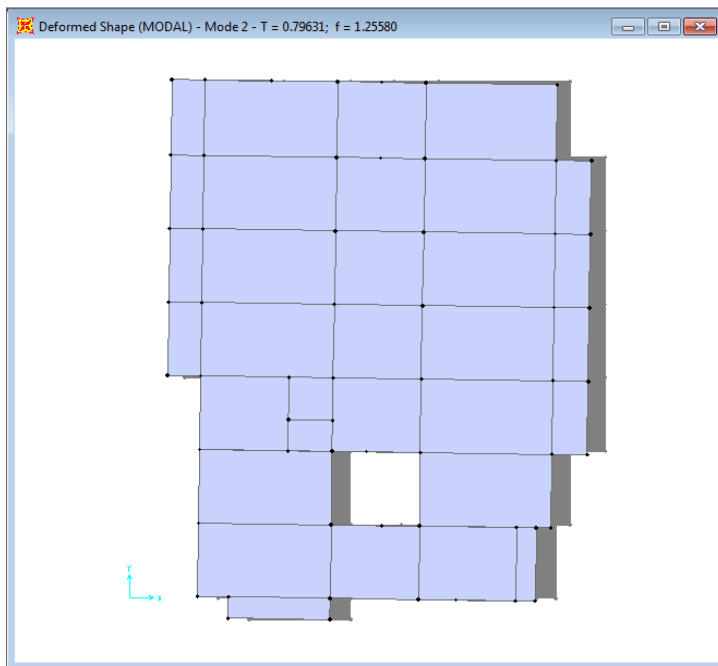
Figure 4-3 Disposition des voiles

Les trois premiers modes de vibration sont illustrés ci-dessous :

- **Mode 1** : translation selon (yy) , $T = 0.81s$



- **Mode 2** : translation selon (xx), $T = 0.79s$



- **Mode 3** : rotation, $T = 0.65s$

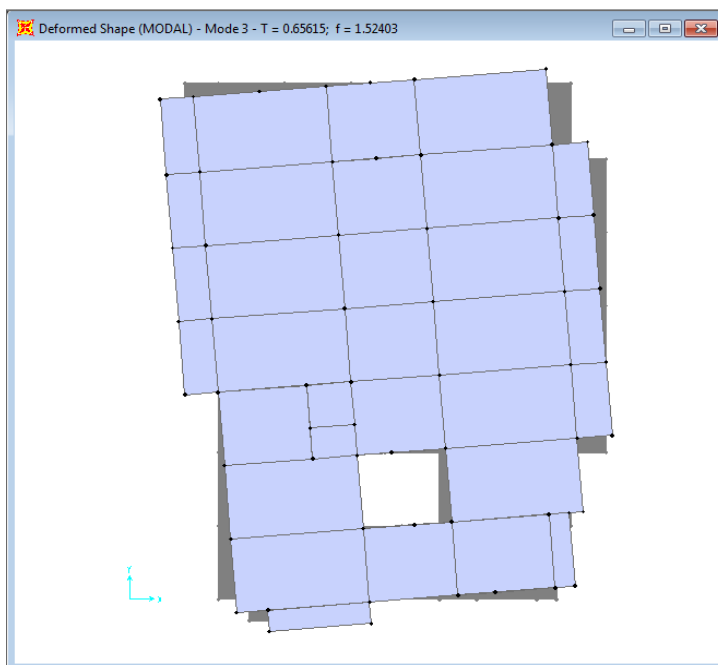


Figure 4-4 Comportement de la structure selon la disposition choisie.

4.5. Vérifications des résultats

4.5.1. Mode de vibration et taux de participation massique

D'après l'article (4.3.4) du RPA99, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation (Lx et Ly) doit assurer une participation massique supérieure à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau 4-1 Période et taux de participation

Mode	Périodes Secondes	Taux de participation massique		Somme cumulée	
		UX	UY	Sum UX	Sum UY
1(sens yy)	0.817964	0.00055	0.70527	0.00055	0.70527
2(sens xx)	0.796308	0.70726	0.00036	0.7078	0.70563
3	0.656153	0.02518	0.00033	0.73298	0.70595
4	0.410434	0.000004361	0.00005223	0.73299	0.70601
5	0.360466	0.00019	1.108E-07	0.73317	0.70601
6	0.241274	0.10825	0.01742	0.84142	0.72343
7	0.220856	0.02329	0.13673	0.86471	0.86016
8	0.195041	0.00679	0.00839	0.8715	0.86855
9	0.15179	3.753E-07	0.00009128	0.8715	0.86864
10	0.125829	0.03271	0.00714	0.90421	0.87578
11	0.118809	0.00653	0.02142	0.91074	0.89721
12	0.099747	0.00786	0.00021	0.9186	0.89742
13	0.097533	0.00114	0.02723	0.91975	0.92465
14	0.095439	0.00011	0.00052	0.91985	0.92517

Commentaire : Les résultats montrent que la participation massique selon (x-x) au mode 10 et selon (y-y) au mode 13, dépasse les 90% exigé par le RPA 99.

On remarque aussi que, la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques majorée :

Selon (x-x) ($T_{\text{dynamique}}=0.81\text{s} < 1.3T_{\text{empirique}}=0.897\text{s}$).

Selon (y-y) ($T_{\text{dynamique}}= 0.79\text{s} < 1.3T_{\text{empirique}}= 0.819\text{s}$) ce qui montre que la disposition qui a été choisie est acceptable.

4.5.2. Vérification de l'interaction voiles portiques

D'après le règlement parasismique algérien (Article 3.4.4.a), le système de contreventement mixte est justifié quand les voiles reprennent aux plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales et les portiques reprennent aux moins 80% de ces dernières.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre aux moins 25% de l'effort tranchant d'étage, et les voiles aux plus 75% de cet effort dû aux charges horizontale.

a. Charges verticales

- Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

- Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles :

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales donnés par le logiciel SAP sont présentés dans le tableau qui suit :

Tableau 4-2 Charges verticales reprises par les portiques et les voiles

Les étages	Charges reprises		Pourcentage	
	Portiques KN	Voiles KN	Portiques %	Voiles %
Sous sol	46057.358	9813.468	82.43543	17.56457
RDC	41789.316	8914.013	82.41927	17.58073
1er étage	37172.51	8125.394	82.06232	17.93768
2ème étage	31950.578	7218.557	81.5708	18.4292
3ème étage	26403.08	6249.204	80.86136	19.13864
4ème étage	22972.004	5259.098	81.37126	18.62874
5ème étage	18510.89	3583.233	83.78196	16.21804
6ème étage	14059.766	3235.508	81.29253	18.70747
7ème étage	9469.884	2356.601	80.07353	19.92647
8ème étage	5328.515	1281.929	80.60752	19.39248
Terrasse	818.227	163.785	83.32149	16.67851

b. Charges horizontales

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

- Pourcentages des charges horizontales reprises par les voiles :

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés dans le tableau qui suit :

Tableau 4-3 Charges horizontales reprises par les portiques et les voiles selon (xx)

Niveaux	Sens x-x			
	portiques (KN)	voiles (KN)	portiques (%)	voiles (%)
Sous-sol	804.908	1405.774	36.409	63.590
RDC	760.773	1449.846	34.414	65.585
1 ^{er} étage	1041.715	1063.958	49.471	50.528
2 ^{em} étage	918.994	1043.445	46.829	53.170
3 ^{em} étage	788.624	967.241	44.913	55.086
4 ^{em} étage	817.078	800.774	50.503	49.496
5 ^{em} étage	733.369	565.068	56.480	43.519
6 ^{em} étage	651.675	488.898	57.135	42.864
7 ^{em} étage	478.629	371.772	56.282	43.717
8 ^{em} étage	474.403	129.726	78.526	21.473
Terrasse	85.458	30.379	73.774	26.225

Tableau 4-4 Charges horizontales reprises par les portiques et les voiles selon (yy)

Niveaux	Sens y-y			
	portiques (KN)	voiles (KN)	portiques (%)	voiles (%)
Sous-sol	659.383	1565.771	29.633	70.366
RDC	517.586	1661.692	23.750	76.249
1 ^{er} étage	741.192	1344.709	35.533	64.466
2 ^{em} étage	766.123	1184.445	39.276	60.723
3 ^{em} étage	757.749	1021.632	42.584	57.415
4 ^{em} étage	750.02	874.055	46.181	53.818
5 ^{em} étage	725.285	574.319	55.808	44.191
6 ^{em} étage	687.016	492.6	58.240	41.759
7 ^{em} étage	583.738	339.966	63.195	36.804
8 ^{em} étage	590.681	201.71	74.544	25.455
terrasse	102.049	29.162	77.774	22.225

Commentaire : Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du RPA. On a dû augmenter les sections des poteaux et allonger les voiles.

Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile-portique sous charges verticales a été vérifiée. Il a été noté que la conception sur le pourcentage n'est pas vérifiée pour le niveau RDC ce qui n'a pas d'influence sur le comportement d'ensemble de la structure.

4.6. Vérification de l'effort réduit

Selon le RPA99 (Art7.4.3.1), la vérification à l'effort normal réduit doit être faite afin d'éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule

$$\text{suivante : } N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N : L'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : Section du béton.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression.

Tableau 4-5 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

Les étages	Type	N(KN)	B(m²)	Nrd	Remarque
S-s + RDC	P(65×65)	2410.826	0.325	0.296	vérifiée
1, 2 et 3	P(65×60)	1863.393	0.39	0.191	vérifiée
4, 5 et 6	P(55×60)	1140.122	0.33	0.138	vérifiée
7 et 8	P(55×55)	482.691	0.3025	0.063	vérifiée
Terrasse	P(45×45)	232.369	0.2025	0.046	vérifiée

4.7. Vérification de la résultante des forces

Selon le RPA99 l'article (4.3.6), la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{st} .

On doit donc vérifier que : $V_{dynamique} \geq 0.8 V_{statique}$

Tableau 4-6 Vérification de la résultante des forces

V _{dynamique} (KN)		V _{statique} (KN)		0.8 V _{statique} (KN)		Observations
sens xx	sens yy	sens xx	sens yy	sens xx	sens yy	
2297.109	2277,538	2650.79	2812.189	2120.632	2249.751	vérifiées

D'après les résultats obtenus, on voit bien que l'effort tranchant à la base est supérieur à 80% de la force sismique obtenue par la méthode statique équivalente.

4.8. Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_k : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement ($R = 5$).

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau $k-1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Avec : } \Delta_k < 1\% \times h_e$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4-7 Vérification des déplacements selon le sens (xx)

Niveau	Sens X - X						Observation
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k/h_k (%)	
1	0.0006	0.003	0	0.003	3.06	0.000980	vérifiée
2	0.0024	0.012	0.003	0.009	4.08	0.002205	vérifiée
3	0.004	0.02	0.012	0.008	3.06	0.002614	vérifiée
4	0.0058	0.029	0.02	0.009	3.06	0.002941	vérifiée
5	0.0077	0.0385	0.029	0.0095	3.06	0.003104	vérifiée
6	0.0094	0.047	0.0385	0.0085	3.06	0.002777	vérifiée
7	0.011	0.055	0.047	0.008	3.06	0.002614	vérifiée
8	0.0125	0.0625	0.055	0.0075	3.06	0.002451	vérifiée
9	0.0138	0.069	0.0625	0.0065	3.06	0.002124	vérifiée
10	0.0149	0.0745	0.069	0.0055	3.06	0.001797	vérifiée
11	0.0157	0.0785	0.0745	0.004	2.8	0.001428	vérifiée

Tableau 4-8 Vérification des déplacements selon le sens (yy)

Niveau	Sens Y - Y						Observation
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k/h_k (%)	
1	0.0005	0.0025	0	0.0025	3.06	0.000816	vérifiée
2	0.002	0.01	0.0025	0.0075	4.08	0.001838	vérifiée
3	0.0035	0.0175	0.01	0.0075	3.06	0.002450	vérifiée
4	0.0051	0.0255	0.0175	0.008	3.06	0.002614	vérifiée
5	0.0069	0.0345	0.0255	0.009	3.06	0.002941	vérifiée
6	0.0087	0.0435	0.0345	0.009	3.06	0.002941	vérifiée
7	0.0104	0.052	0.0435	0.0085	3.06	0.002777	vérifiée
8	0.012	0.06	0.052	0.008	3.06	0.002614	vérifiée
9	0.0136	0.068	0.06	0.008	3.06	0.002614	vérifiée
10	0.0149	0.0745	0.068	0.0065	3.06	0.002124	vérifiée
11	0.016	0.08	0.0745	0.0055	2.8	0.001964	vérifiée

D'après les résultats des tableaux, les déplacements relatifs entre les étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage h_e .

Sens (xx): $\Delta_{k \max} = 0.95 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}$

Sens (yy): $\Delta_{k \max} = 0.9 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}$

➤ Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

D'après le RPA 99 (Article 5.9), l'effet du second ordre (ou effet P-Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k.

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi}) \quad , \quad V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : hauteur d'étage k.

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du

premier ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

- Si $\theta_k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 4-9 Vérification a L'effet P-Δ selon les sens (xx)

Niveau	Sens X – X					
	Δk (m)	Pk (KN)	Vk (KN)	hk (m)	Θ	Observation
1	0.003	43051.119	2210.682	3.06	0.01909229	vérifiée
2	0.009	38371.865	2210.619	4.08	0.03828965	vérifiée
3	0.008	33176.322	2105.673	3.06	0.04119134	vérifiée
4	0.009	27641.443	1962.439	3.06	0.0414272	vérifiée
5	0.0095	23916.822	1755.865	3.06	0.04228775	vérifiée
6	0.0085	18713.702	1617.852	3.06	0.03213057	Vérifiée
7	0.008	14659.08	1298.437	3.06	0.02951579	Vérifiée
8	0.0075	10029.508	1140.573	3.06	0.02155244	Vérifiée
9	0.0065	5645.824	850.401	3.06	0.01410248	Vérifiée
10	0.0055	844.013	604.129	3.06	0.00251108	Vérifiée
11	0	0	115.837	2.8	0	Vérifiée

Tableau 4-10 Vérification de L'effet P-Δ selon le sens (yy)

Niveau	Sens Y – Y					
	Δk (m)	Pk (KN)	Vk (KN)	hk (m)	Θ	Observation
1	0.0025	43051.119	2225.154	3.06	0.01580676	vérifiée
2	0.0075	38371.865	2179.278	4.08	0.03236692	vérifiée
3	0.0075	33176.322	2085.901	3.06	0.03898292	vérifiée
4	0.008	27641.443	1950.568	3.06	0.03704829	vérifiée
5	0.009	23916.822	1779.381	3.06	0.03953262	vérifiée
6	0.009	18713.702	1624.075	3.06	0.03389025	vérifiée
7	0.0085	14659.08	1299.604	3.06	0.03133236	vérifiée
8	0.008	10029.508	1179.616	3.06	0.02222837	vérifiée
9	0.008	5645.824	923.704	3.06	0.0159795	vérifiée
10	0.0065	844.013	792.391	3.06	0.00226257	vérifiée
11	0.0055	0	131.211	2.8	0	vérifiée

On voit bien que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets du 2 ème ordre peuvent être négligés.

Chapitre 5 Calcul des éléments principaux

5.1. Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Les règles R.P.A.99/version 2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.
- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

Hypothèses.

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- ✓ La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;
- ✓ Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée ;
- ✓ La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique.

- ✓ Seule la variation de la quantité d'armatures longitudinales est à considérer, car pour la majorité des cas, la quantité d'armatures transversales minimales imposées par le RPA dépasse de loin la quantité nécessaire.

Combinaisons de calcul.

Le calcul du ferrailage des éléments résistants doit se faire sous l'action des sollicitations déterminées par les combinaisons données par les réglementations en vigueur.

a. Etats limites de service (Combinaison 1).

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison de charges est donnée par cette relation : $G + Q \dots\dots\dots(1)$

b. Etats limites durables (Combinaison 2).

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par :

$$1,35G + 1,5 Q \dots\dots\dots(2)$$

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitation ;

c. Etats limites accidentels (Combinaisons 3, 4,5).

Les combinaisons d'actions aux états limites accidentels données par le règlement parasismique en vigueur pour une structure en béton armé avec un contreventement mixte par cadres/voiles sont :

$$G + Q + E \dots\dots\dots(3)$$

$$0,8G \pm E \dots\dots\dots(4 \text{ et } 5)$$

E : est l'action sismique calculée par la méthode statique équivalente ou par la méthode dynamique spectrale.

5.2. Ferrailage des poteaux.

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **SAP2000**

En considérant les sollicitations suivantes :

$N_{\max} \rightarrow M$ correspondant

$N_{\min} \rightarrow M$ correspondant

$M_{\max} \rightarrow M$ correspondant

Recommandations du RPA 99/Version 2003

➤ Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2.1), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique II est limité par :

$$A_{\max} = \frac{A_s}{b \times h} < 4 \% \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = \frac{A_s}{b \times h} < 6 \% \text{ en zone recouvrement.}$$

$$A_{\min} = A_s > 0.8 \% b \times h \text{ (zone II)}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

Remarque : Pour le ferrailage des poteaux on adopte le même ferrailage pour chaque deux à trois niveaux, on aura donc les zones suivantes :

- Zone 1 : Sous-sol → RDC
- Zone 2 : 1er étage → 3ème étage.
- Zone 3 : 4ème étage → 6ème étage.
- Zone 4 : 7ème étage → 8ème étage.
- Zone 5 : terrasse.

Les résultats des sollicitations donnés par le SAP

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons, donnés par le logiciel SAP sont résumés dans le tableau qui suivent.

Tableau 5-1 les sollicitations max dans les poteaux.

Efforts	zone 1	zone 2	zone 3	zone 4	zone 5
Combinaison	G+Q+EY	ELU	ELU	ELU	ELU
Nmax	-2810.826	-2113.184	-1321.999	-538.039	-281.811
Mcor	-76.4178	-27.5594	-33.2866	30.9352	30.4355
Combinaison	0.8G+EY	G+Q+EX	0.8G+EX	0.8G+EX	G+Q+EY
Nmin	-15.917	-17.476	-17.711	-1.455	-1.13
Mcor	65.7289	11.874	13.0726	-5.013	1.5814
Combinaison	G+Q+EX	G+Q+EX	G+Q+EX	G+Q+EX	ELU
Mmax	127.1998	-136.9959	-136.9881	-141.6587	113.6381
Ncor	-219.14	-1425.722	-962.108	143.232	-160.527
Combinaison	G+Q+EX	G+Q+EX	G+Q+EY	G+Q+EY	ELU
Vmax	75.759	109.762	106.767	82.613	-59.937

La section d'acier sera choisie en comparant la valeur de la section calculée avec celle exigée par le RPA. Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5-2 ferrailage armatures longitudinale.

Zone	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A choisie (cm ²)
zone 1	65×65	2.62	33.8	10HA20+2HA16=35.44
zone 2	60×65	0.26	31.2	10HA20=31.42
zone 3	55×60	0.36	26.4	8HA20+2HA16=29.15
zone 4	55×55	5.68	24.2	8HA20=25.13
zone 5	45×45	8.33	16.2	4HA16+4HA20=20.61

➤ Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées suivant cette formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad [2] \text{ (Art 7.4.2.2)}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : Espacement entre les armatures transversales telle que :

$$\begin{cases} t \leq \min(10 \times \phi_l, 15\text{cm}) & \text{Dans la zone nodale.} \\ t \leq 15 \times \phi_l & \text{Dans la zone courante.} \end{cases}$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$$\rho = 2.5 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho = 3.75 \quad \text{si } \lambda_g < 5 \quad (\lambda_g \text{ élanement géométrique}).$$

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est

$$\begin{cases} 0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \text{ si } \lambda_g < 3 \\ \text{Interpoler entre les valeurs limites précédentes si : } 3 < \lambda_g < 5. \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de $10\phi_l$.

λ_g est l'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{b_1} \text{ ou } \frac{l_f}{h_1} \right)$$

Avec b_1 et h_1 , dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, l_f longueur de flambement du poteau.

Tableau 5-3 Ferrailage des armatures transversal

Niveau d'étage	zone 1	zone 2	zone3	zone4	zone5
Section (cm ²)	65×65	65×60	60×55	55×55	45×45
Ø _l (cm)	1.6	2	1.6	2	1.6
l _f (cm)	285.6	214.2	214.2	214.2	214.2
λ _g	4.39	3.29	3.57	3.89	4.76
V _u (KN)	75.759	109.762	106.767	82.613	59.937
l _r > 40 Ø _l en zone IIa	64	80	64	80	64
St zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
St zone courante (cm)	15	15	15	15	15
P	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
A _t (cm ²)	1.639	2.374	2.502	2.112	1.873
A _t min (cm ²)	5.85	5.85	5.4	4.42	4.05
nombre de barres	6HA12	6HA12	6HA12	4HA12	4HA12
A _t adoptée (cm ²)	6.79	6.79	6.79	4.52	4.52

Conformément aux règles du RPA et aux BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\phi_t \geq (\phi_l / 3)$

Pour la zone une : $(16/3) = 5.33 \text{ mm} < 12\text{mm}$ condition vérifiée.

Pour la zone deux : $(20/3) = 6.66 \text{ mm} < 12 \text{ mm}$ condition vérifiée.

Vérifications

a. Vérification au flambement

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour les poteaux les plus sollicités pour chaque niveau.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de $L_0 = 4.08 \text{ m}$ et un effort normal de $N_u^{\max} = 2810.826 \text{ KN}$.

- Critère de stabilité de forme

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_u^{\max} \leq N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \quad [3] \text{ (Art B.8.4.1)}$$

Avec :

Br : Section réduite du béton.

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité du béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{h \times b^3}{12}$

$Br = (b-2) \times (h-2)$ Pour le poteau rectangulaire.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-4 Résultats de la vérification de l'effort normale ultime

Niveaux	Section (m ²)	L ₀ (m)	L _f (m)	λ	A	Br (cm ²)	A _s (cm ²)	N _u ^{max} (KN)	N _u (KN)
Zone 1	0.65 × 0.65	3.06	2.142	11.41	0.846	0.3969	35.44	2810.826	7260.9
Zone 1	0.65 × 0.65	4.08	2.856	15.22	0.843	0.3969	35.44	2810.826	7235.21
Zone 2	0.65 × 0.60	3.06	2.142	11.415	0.832	0.3654	31.42	2113.184	6539.1
Zone 3	0.6 × 0.55	3.06	2.142	12.366	0.829	0.3074	29.15	1321.99	5559.6
Zone 4	0.55 × 0.55	3.06	2.142	13.491	0.825	0.2809	25.13	538.039	5012.6
Zone 5	0.45 × 0.45	2.8	1.96	15.088	0.819	0.1849	20.61	281.811	3391.4

D'après ces résultats, on déduit qu'il n'y a pas de risque de flambement car $N_{u}^{max} < N_{ultime}$ pour tous les niveaux.

b. Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section.

On doit vérifier que : $\sigma_{bc1,2} \leq \sigma_{ad}$

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{gg}} \times V \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{gg}} \times V' \end{cases}$$

$S = b \times h + 15(A + A')$ (section homogène)

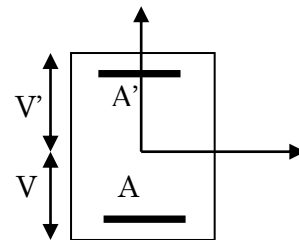


Figure 5-1 Section du poteau

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - v \right)$$

$$\sigma_{ad} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\begin{cases} I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2 \\ v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} \end{cases}$$

Nous avons : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$, $d = 0.9 \times h$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Tableau 5-5 vérification des contraintes dans le béton.

Niveaux	zone 1	zone 2	zone 3	zone 4	zone 5
Sections (cm ²)	65 65	65 60	60 55	55 55	45 45
d(cm)	58.5	58.5	54	49.5	40.5
A(cm ²)	11.43	12.57	11.43	9.42	8.29
S	0.439	0.408	0.347	0.316	0.215
V (cm)	33.513	33.699	31.185	28.481	23.541
V' (cm)	31.486	31.301	28.814	26.518	21.458
I _{gg} (cm ⁴)	1598932.48	1494706.79	1083877.82	827889.332	379677.22
Nser(KN)	1927.699	1527.798	955.868	390.264	203.841
Mser(KN.m)	-8.67	-19.773	-23.907	22.382	21.991
Mser G(KN.m)	10.875	-1.454	-12.577	26.214	24.113
σ _{bc1} (Mpa)	4.976	4.595	3.767	2.134	2.443
σ _{bc2} (Mpa)	4.384	3.736	2.753	1.232	0.948
observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

c. Vérification aux sollicitations tangentielles

La vérification des sollicitations tangentielles se fait suivant le RPA99(Article 7.4.3.2) en vérifiant ceci :

$$\tau_{ad} \leq \tau_{ad} \text{ tel que : } \tau_{ad} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\tau_{bu} = \left(\frac{V_u}{b_0 \times d} \right)$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

$$\tau_{ad} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ Mpa.}$$

Tableau 5-6 vérification des contraintes tangentielles

Niveaux	Section	ρ_d	d (m)	V _u (KN)	τ (Mpa)	$\tau \leq \tau_{adm}$
zone 1	65×65	0.04	0.6	75.759	0.194	Vérifiée
zone 2	65×60	0.04	0.6	109.762	0.304	Vérifiée
zone 3	60×55	0.04	0.55	106.767	0.352	Vérifiée
zone 4	55×55	0.04	0.5	82.613	0.300	Vérifiée
zone 5	45×45	0.04	0.4	59.937	0.332	Vérifiée

Schéma de ferrailage

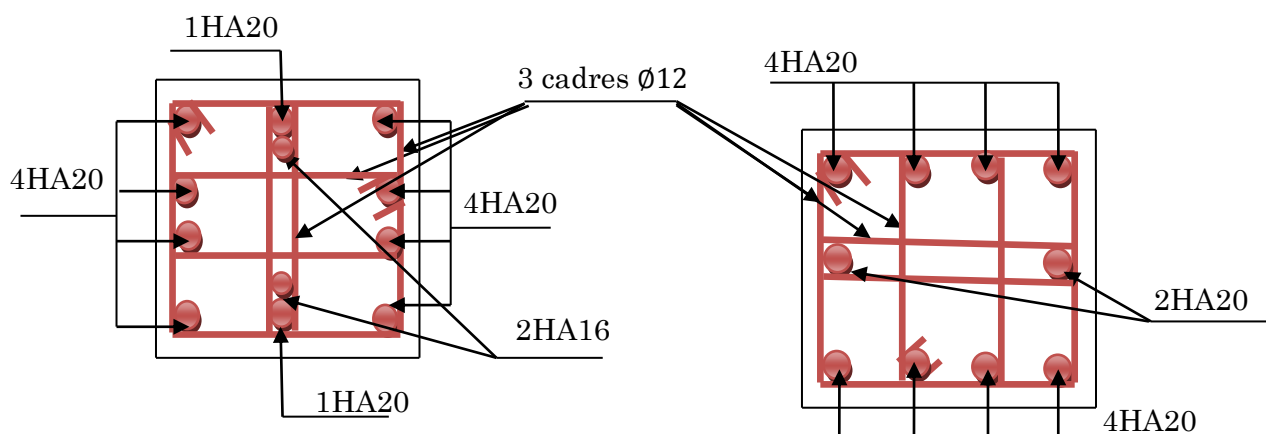


Figure 5-2 Schémas de ferrailage des poteaux de la zone 1 et zone 2

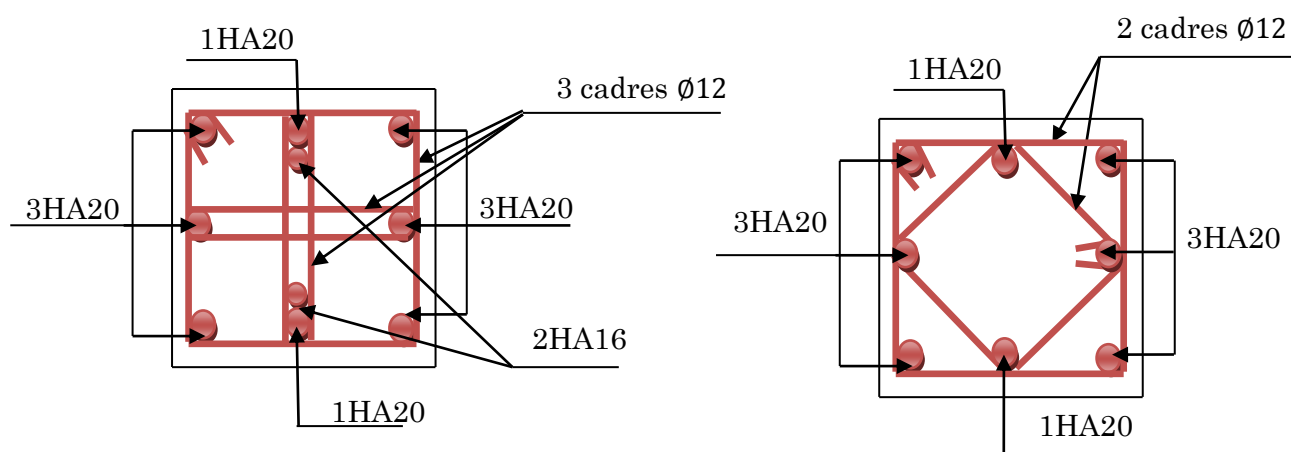


Figure 5-3 Schémas de ferrailage des poteaux des zones 3 et 4

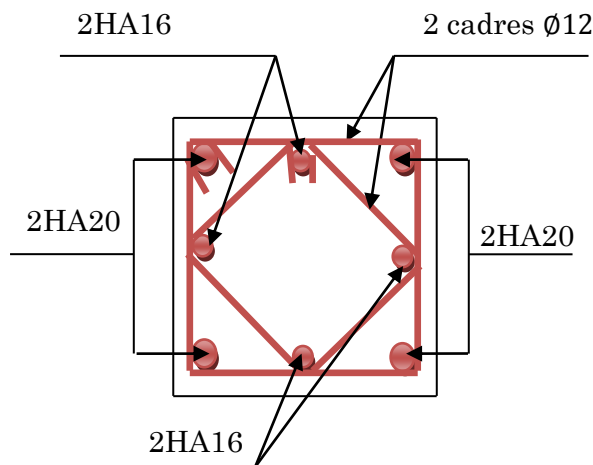


Figure 5-4 Schéma de ferrailage des poteaux de la zone 5

5.3. Ferrailages des poutres

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et aux efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple. Leur ferrailage est obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux situations suivantes :

- Situation durable : $\gamma_s = 1.15$, $\gamma_b = 1.5$
- Situation accidentelle : $\gamma_s = 1$, $\gamma_b = 1.15$

Les poutres sont classées selon l'usage des planchers qu'elles reprennent :

- Poutres des étages courants.
- Poutres de la terrasse.

Sollicitations de calculs

Tableau 5-7 Sollicitations des poutres principales et secondaires

Niveaux	Poutres	M travée (KN.m)	M appuis (KN.m)	V(KN)
Sous sol	Poutres principales	101.49	-129.50	226.619
	Poutres secondaires	41.774	-42.941	60.327
Etage Courant	Poutres Principales	136.688	-147.927	303.623
	Poutres secondaires	70.343	-71.606	99.799
Terrasse	Poutres Principales	89.761	-140.225	150.151
	Poutres secondaires	34.81	-43.835	27.324

Recommandation du RPA99 :

a) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90°.

b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right). \text{ : Dans la zone nodale, } S_t \leq \frac{h}{2} \text{ : En dehors de la zone nodale.}$$

- La valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Calcul du ferrailage

a) Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales des poutres sont calculées à la flexion simple.

Tableau 5-8 Ferrailage des armatures longitudinales

Niveau	Type	section	Localisation	M	Acalculée	A _{min}	N ^{bre} de barres	V(KN)
Sous Sol	PP	35×45	Travée	101.49	6.34	1.775	3HA14+3HA12	226.619
			Appuis	- 129.50	9.64		3HA16+3HA14	
	PS	30×35	Travée	41.774	2.53	1.195	3HA12	60.327
			Appuis	- 42.941	2.60		3HA12	
Etage Courant	PP	35×45	Travée	136.688	8.69	1.775	6HA14	303.623
			Appuis	-147.927	9.46		3HA16+3HA14	
	PS	30×35	Travée	70.343	4.32	1.195	3HA14	99.799
			Appuis	-71.606	4.40		3HA14	
Terrasse	PP	35×45	Travée	89.761	6.49	1.775	3HA14+3HA12	150.151
			Appuis	-140.225	10.52		3HA16+3HA14	
	PS	30×35	Travée	34.81	2.10	1.195	3HA12	27.324
			Appuis	- 43.835	2.66		3HA12	

b) Les armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\phi; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad [1] \text{ (Art 3.2.1)}$$

➤ Poutre principale

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.2, 1.28, 3.5) \text{ mm.}$$

Donc on prend $\phi_t = 10 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

➤ Poutre secondaire

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{35}{30}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2, 1.16, 3) \text{ mm.}$$

Donc on prend $\phi_t = 10 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

• Espacements des armatures transversales

$$\text{Zone nodale} : S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) \quad [2] \text{ (Art 7.5.2.2)}$$

Poutres principales : $S_t \leq \min(11.25, 14.4) \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \min(8.75, 14.4) \text{ cm} \rightarrow S_t = 8 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante} : S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$\text{Poutres principales : } S_t \leq \frac{45}{2} \Rightarrow S_t = 22.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poutres secondaires : } S_t \leq \frac{35}{2} \Rightarrow S_t = 17.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 \text{ cm}^2 \quad [2] \text{ (Art 7.5.2.2)}$$

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.575 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification du pourcentage des armatures longitudinales

Selon le RPA 99 (Art 7.5.2.1)

- Poutres principales

$$\text{En zone courante : } A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2 > A \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

$$\text{En zone de recouvrement : } A_{\max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 35 \times 45 = 94.5 \text{ cm}^2 > A \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

- Poutres secondaires

$$\text{En zone courante : } A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2 > A \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

$$\text{En zone de recouvrement : } A_{\max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2 > A \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

- Longueurs de recouvrement

La longueur minimale des recouvrements est :

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \rightarrow L_r = 70 \text{ cm}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \rightarrow L_r = 60 \text{ cm}$$

Vérifications

➤ Vérifications à l'ELU

Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{v}{b \times d} \leq \bar{\tau} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\right) \quad [1] \text{ (Art 5.1.3)}$$

Tableau 5-9 Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V_u (MN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	0.303	2.06	3.33	Vérifiée
Secondaires	0.099	1.03	3.33	Vérifiée

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**Poutres principales**

- Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [303.623 - \frac{147.927}{0.9 \times 0.42}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -2.52 \text{ cm}^2 \text{ Aucune vérification à faire.}$$

- Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 303.623 \times 10^{-3}}{400} = 8.73 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Poutres secondaires

- Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [99.799 - \frac{71.606}{0.9 \times 0.32}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -4.28 \text{ cm}^2 \text{ Aucune vérification à faire.}$$

- Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 99.799 \times 10^{-3}}{400} = 2.87 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification à l'ELSEtat limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \sigma_{ad} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-10 Vérification de la contrainte limite du béton

Poutres	Localisation	M ^{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ_{bc}	σ_{ad}
Poutres principales	Appuis	94.87	63699	9.689	14.43	15
	Travées	64.736	63699	9.689	9.85	15
Poutres secondaires	Appuis	32.707	22829	7.169	10.271	15
	Travées	30.360	34183	8.857	7.866	15

Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le *CBA93* et *BAEL91*, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

- Poutres principales :

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{600} = 0.075 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.075 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{64.73}{10 \times 165.0015} = 0.065 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{9.24 \times 10^{-4}}{0.35 \times 0.42} = 0.0062 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.06 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- Poutres secondaires :

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{345} = 0.1014 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition vérifiée.

$$\frac{h}{L} = 0.1014 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{30.36}{10 \times 44.54} = 0.068$$

Condition vérifiée.

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4.62 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.32} = 0.0048 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.06$$

Condition vérifiée.

Dispositions constrictives des armatures dans les poutres

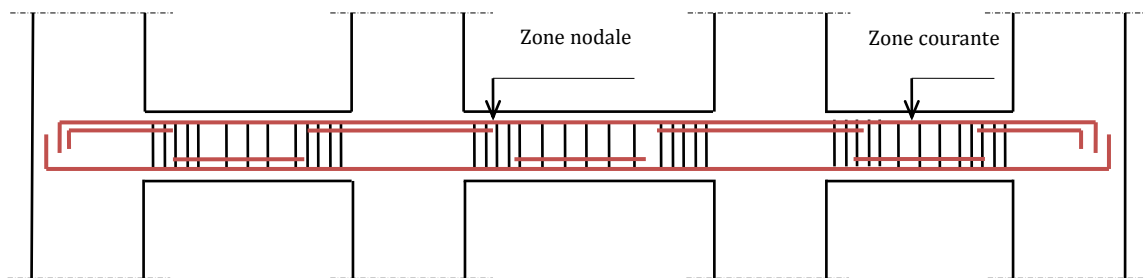
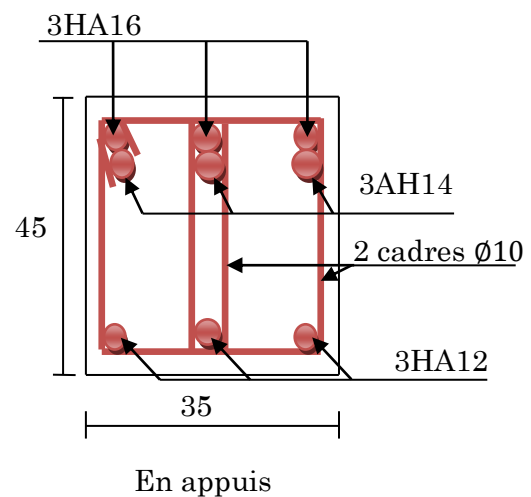
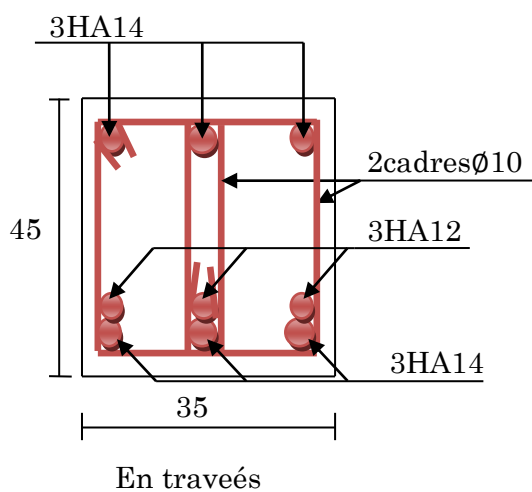


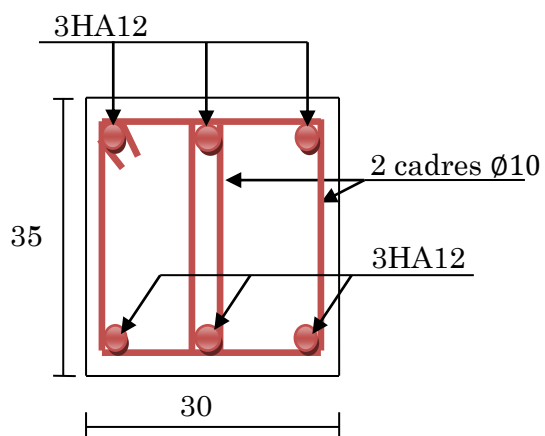
Figure 5-5 Dispositions constructive des armatures des poutres

Schéma de ferrailage des poutres

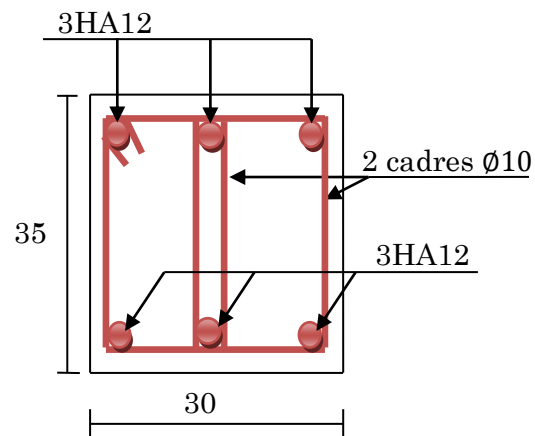
Sous-sol

Poutre principale

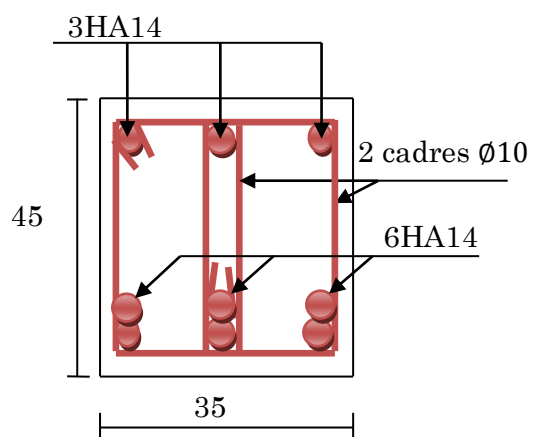


Poutre secondaire

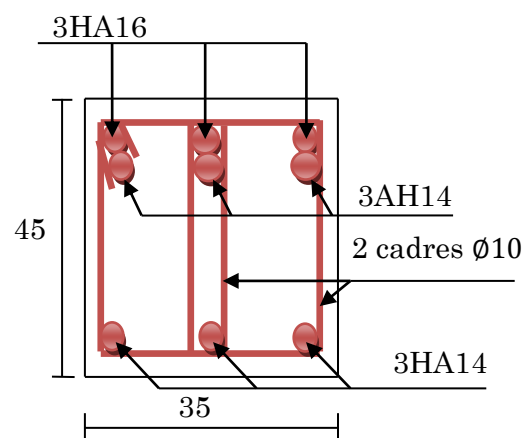
En travées



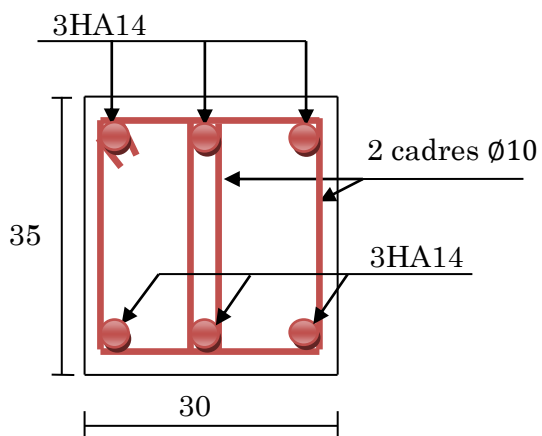
En appuis

Étage courantPoutre principale

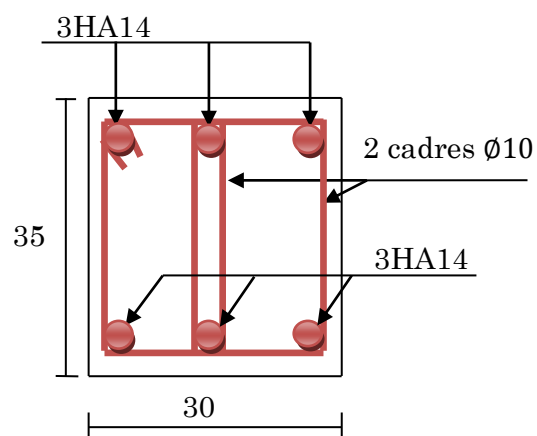
En travées



En appuis

Poutres secondaires

En travées



En appuis

Figure 5-6 Schémas de ferrailage des poutres

5.4. Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la vérification des zones nodales est l'une des exigences du RPA 99/2003. Ça consiste à vérifier la condition qui suit pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|) \quad [2] \text{ (Art 7.6.2)}$$

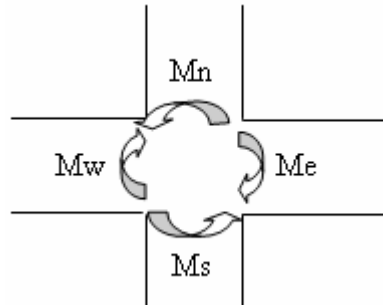


Figure 5-7 Zone nodale

M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M_w : Moment résistant gauche de la poutre.

M_e : Moment résistant droite de la poutre.

1. Détermination des moments résistants

Le moment résistant M_r d'une section du béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers telle que :

$$M_r = Z \times A_s \times F_{st}$$

$$\begin{cases} Z = h - 2c & (h : \text{hauteur totale de la section du béton}). \\ F_{st} = \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) = 348 \text{ MPa} & (F_{st} : \text{contrainte de traction dans l'acier}). \end{cases}$$

a) Poteaux

Tableau 5-11 Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	Z (cm)	As(cm ²)	Mr (KN.m)
SS+RDC	65×65	55	35.44	678.32
Etage 1-2-3	65×60	55	31.42	601.37
Etage 4-5-6	60×55	50	29.15	507.21
Etages 7-8	55×55	45	25.13	393.53
Terrasse	45×45	35	20.61	251.02

b) Poutres

Tableau 5-12 Moments résistants dans les poutres

Niveau	Type	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	Mr(KN.m)
Sous sol	PP	45×35	39	15.27	207.24
	PS	35×30	29	6.78	68.42
Etages courants et RDC	PP	45×35	39	15.27	207.24
	PS	35×30	29	9.24	93.25
Terrasse	PP	45×35	39	15.27	207.24
	PS	35×30	29	6.78	68.42

2. Vérification des zones nodales

Tableau 5-13 Vérification de la zone nodale des différents étages

Niveaux	Type	Mn = Ms	Me = Mw	(Mn+Ms)	1.25(Me+Mw)	résultat
SS	PP	678.32	207.24	1356.64	518.1	Vérifié
	PS		68.42	1356.64	171.05	Vérifié
RDC	PP	678.32	207.24	1356.64	518.1	Vérifié
	PS		93.25	1356.64	233.125	Vérifié
Etages 1-2-3	PP	601.37	207.24	1202.74	518.1	Vérifié
	PS		93.25	1202.74	233.125	Vérifié
Etages 4-5-6	PP	507.21	207.24	1014.42	518.1	Vérifié
	PS		93.25	1014.42	233.125	Vérifié
Etages 7-8	PP	393.53	207.24	787.06	518.1	Vérifié
	PS		93.25	787.06	233.125	Vérifié

Remarque : concernant le dernier niveau (terrasse), la vérification de la zone nodale n'est pas nécessaire selon le RPA (article 7.6.2).

5.5. Ferrailage des voiles.

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.

Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Donc les voiles seront calculée en flexion composée et au cisaillement, ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

Le plan vertical (aciers verticaux).

Le plan horizontal (aciers horizontaux).

Les voiles vont être calculés en flexion composée en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie. La section d'armatures longitudinales sera vérifiée pour la partie tendue, puis généralisée sur toute la longueur du voile.

Recommandation du RPA 99/03

a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

$$- A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$$

L_t : longueur de zone tendue.

e : épaisseur du voile

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ceinturées avec des cadres horizontaux avec $t < e$ (enrobage)

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de $\frac{1}{2}$ sur

$\frac{l}{10}$ de la longueur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement.

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$
- Les deux nappes d'armatures horizontales sont reliées par des épingles (4 épingles au m^2).

c) Règles communes

Le pourcentage minimum d'armatures est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 10%.
- $\phi \leq \frac{1}{10} \times e$

On doit vérifier pour les armatures verticales et horizontales les conditions suivantes :

- L'espacement $S_t = \min(1.5 \times e; 30cm)$.

Calcul du ferrailage

Les résultats du ferrailage sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

- $A_v^{\min} = 0.15\% \times e \times L$: section d'armatures verticales minimale dans le voile.
- A_v^{cal} : section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} /face : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : espacement.
- $A_h^{\min} = 0.15\% \times e \times h$: section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{adop} : section d'armature adoptée par face pour tout le voile.
- N^{bre} : nombre de barre adoptée par face pour tout le voile.

Tableau 5-14 Ferrailage du voile Vx1

Vx1 L= 2.7 m ; e=0.15m ; h=3.06 m				
Niveau	Zone 1	Zone 2	Zone 4	Zone 5
$M (KN.m)$	-15.4023	-9.0357	-0.8263	-45.7695
$N (KN)$	-1362.031	-1179.503	-757.705	323.707
$V (KN)$	490.997	428.775	265.02	101.596
$\tau_U (MPa)$	2.546	2.223	1.374	0.527
$Av_{cal}/face (cm^2)$	19.911	17.150	10.910	5.640
$Av_{min} (cm^2)$	6	6	6	6
$Av_{adopt}/face (cm^2)$	21.56	20.02	14.69	14.69
$N_{barre}/face$	14HA14	13HA14	13HA12	13HA12
$S_t (cm)$	17	19	19	21
$Ah_{cal} (cm^2)$	2.39	2.08	1.29	0.49
$Ah_{min} (cm^2)$	6.885	6.885	6.885	6.885
$Ah_{adopt}/face (cm^2)$	10.27	10.27	10.27	10.27
$N_{barre}/face$	13HA10	13HA10	13HA10	13HA10
$S_t (cm)$	20	20	20	20

Tableau5-15 Ferrailage du voile Vx2

Vx2 L= 2 m ; e=0.15m ; h=3.06 m				
Niveau	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4
$M (KN.m)$	38.019	-29.032	-1.1422	83.7548
$N (KN)$	-1886.766	-359.012	-812.278	1336.313
$V (KN)$	182.17	148.46	148.009	119.436
$\tau_U (MPa)$	0.567	0.770	0.767	0.619
$Av_{cal}/face (cm^2)$	24.297	5.032	10.175	18.274
$Av_{min} (cm^2)$	10	6	6	6
$Av_{adopt}/face (cm^2)$	30.15	9.24	12.32	20.02
$N_{barre}/face$	15HA16	6HA14	8HA14	13HA14
$Ah_{cal} (cm^2)$	0.89	0.72	0.72	0.58
$Ah_{min} (cm^2)$	11.475	6.885	6.885	6.885
$Ah_{adopt}/face (cm^2)$	10.27	10.27	10.27	10.27
$N_{barre}/face$	13HA10	13HA10	13HA10	13HA10
$S_t (cm)$	20	20	20	20

Tableau 5-16 Ferrailage du voile Vx3

Vx3 L= 2 m ; e=0.15m ; h=3.06 m				
Niveau	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4
$M (KN.m)$	118.53	-17.774	14.572	117.81
$N (KN)$	-1460	-984.837	-688.916	350.881
$V(KN)$	126.8	113.23	102.145	56.781
$\tau (MPa)$	0.657	0.586	0.529	0.29
$A_v^{cal} / face$	23.532	14.527	10.216	6.556
$A_v^{min} (cm^2)$	6	6	6	4.5
$A_v^{adp} / face$	24.64	18.48	13.56	11.3
N_{barre}	16HA14	12HA14	12HA12	10HA12
$S_t (cm)$	11	15	15	18
$A_h^{cal} / face$	0.62	0.55	0.5	0.27
$A_h^{min} (cm^2)$	6.88	6.88	6.88	0.45
$A_h^{adp} / face$	9.48	9.48	9.48	6.02
N_{barre}	12HA10	12HA10	12HA10	12HA8
$S_t (cm)$	20	20	20	20

Tableau 5-17 Ferrailage du voile Vx4

Vx4 L= 2 m ; e=0.15m ; h=3.06 m				
Niveau	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4
$M (KN.m)$	-603.80	173.704	80.323	98.888
$N (KN)$	-1480.056	-1025.66	-633.714	-341.49
$V(KN)$	203.678	120.16	126.784	108.079
$\tau (MPa)$	1.056	0.622	0.653	0.56
$A_v^{cal} / face$	29.395	18.48	10.824	7.015
$A_v^{min} (cm^2)$	4.5	6	6	6
$A_v^{adp} / face$	30.8	21.56	15.4	11.3
N_{barre}	20HA14	14HA14	10HA14	10HA10
$S_t (cm)$	8	12	18	18
$A_h^{cal} / face$	0.99	0.58	0.61	0.53
$A_h^{min} (cm^2)$	0.45	6.885	6.885	6.88
$A_h^{adp} / face$	6.02	9.48	9.48	9.48
N_{barre}	12HA8	12HA10	12HA10	12HA10
$S_t (cm)$	20	20	20	20

Tableau 5-18 Ferrailage du voile Vx5

Vx5 L= 2 m ; e=0.15m ; h=3.06 m				
Niveau	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4
$M (KN.m)$	1674.042	1.664	282.178	150.553
$N (KN)$	-1553.802	-1320.996	-868.388	-433.229
$V(KN)$	389.345	266.09	200.908	89.223
$\tau (MPa)$	1.346	2.541	1.037	0.461
$A_v^{cal} / face$	33.393	19.024	18.558	8.167
$A_v^{min} (cm^2)$	6.75	6	6	4.5
$A_v^{adp} / face$	34.17	21.56	21.56	11.3
N_{barre}	17HA16	14HA14	14HA14	10HA10
$S_t (cm)$	10	10	10	18
$A_h^{cal} / face$	0.95	1.29	0.97	0.43
$A_h^{min} (cm^2)$	0.34	6.885	6.885	0.45
$A_h^{adp} / face$	6.02	9.24	9.24	6.02
N_{barre}	12HA8	12HA18	12HA10	12HA8
$S_t (cm)$	20	20	20	20

Tableau 5-19 Ferrailage du voile Vx6

Vx6 L= 3 m ; e=0.15m ; h=3.06 m				
Niveau	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4
$M (KN.m)$	35.104	557.24	23.09	23.09
$N (KN)$	-1752.168	-1751.6	-343.855	-124.27
$V(KN)$	-290	-149.57	-101.9	39.8
$\tau (MPa)$	-1.504	-0.775	-0.528	0.206
$A_v^{cal} / face$	25.942	24.19	5.441	2.28
$A_v^{min} (cm^2)$	6	6	6	6
$A_v^{adp} / face$	26.18	26.18	13.56	13.56
$N_{barre} / face$	17HA14	17HA14	12HA12	12HA12
$S_t (cm)$	10	10	15	15
$A_h^{cal} (cm^2)$	-1.41	-0.73	-0.5	0.19
$A_h^{min} (cm^2)$	6.88	6.88	6.88	6.88
$A_h^{adp} / face$	9.48	9.48	9.48	9.48
$N_{barre} / face$	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
$S_t (cm)$	20	20	20	20

Tableau 5-20 Ferrailage du voile Vy1

Vy1 L= 3.45 m , e = 0.15m , h = 3.06 m				
Niveau	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4
$M (KN.m)$	150.0628	197.6501	241.9427	142.6697
$N (KN)$	-2441.619	-2013.296	-1303.007	- 402.105
$V(KN)$	575.82	528.886	378.993	155.203
$\tau (MPa)$	1.731	1.59	1.139	0.467
$A_v^{cal} / face$	36.94	31.412	21.755	7.564
$A_v^{min} (cm^2)$	10.35	10.35	10.35	10.35
$A_v^{adp} / face$	36.96	33.88	24.64	18.08
N_{barre}	24HA14	22HA14	16HA14	16HA12
$S_t (cm)$	12	14	20	21
$A_h^{cal} / face$	1.62	1.49	1.07	0.44
$A_h^{min} (cm^2)$	6.885	6.885	6.885	6.885
$A_h^{adp} / face$	7.03	7.03	7.03	7.03
N_{barre}	14HA8	14HA8	14HA8	14HA8
$S_t (cm)$	20	20	20	20

Tableau 5-21 Ferrailage du voile Vy2

Vy2 L= 2 m ; e=0.15m ; h=3.06 m				
Niveau	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4
$M (KN.m)$	-25.0406	-4.9587	33.524	-11.6606
$N (KN)$	-1676.866	-980.402	-776.503	-305.185
$V (KN)$	238.55	208.105	192.157	134.615
$\tau_U (MPa)$	1.237	1.079	0.996	0.698
$Av_{cal}/face (cm^2)$	21.43	12.348	11.885	4.033
$Av_{min}/face (cm^2)$	6	6	6	6
$Av_{adopt}/face (cm^2)$	23.1	18.48	18.48	11.3
$N_{barre}/face$	15HA14	12HA14	12HA14	10HA12
$S_t (cm)$	11	15	15	15
$Ah_{cal} (cm^2)$	1.16	1.01	0.93	0.65
$Ah_{min} (cm^2)$	2.025	2.025	2.025	2.025
$Ah_{adopt}/face (cm^2)$	10.27	10.27	10.27	10.27
$N_{barre}/face$	13HA10	13HA10	13HA10	13HA10
$S_t (cm)$	20	20	20	20

Tableau 5-22 Ferrailage du voile Vy3

Vy3 L= 2 m ; e=0.15m ; h=3.06 m				
Niveau	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4
$M (KN.m)$	-55.589	-1369.965	-98.272	-110.450
$N (KN)$	-2097.577	-771.25	-982.386	-548.388
$V (KN)$	354.674	278.247	207.687	265.02
$\tau_U (MPa)$	1.036	0.813	0.607	0.774
$Av_{cal}/face (cm^2)$	26.807	-2.473	15.316	9.225
$Av_{min}/face (cm^2)$	10.65	7.987	10.65	10.65
$Av_{adopt}/face (cm^2)$	27.72	21.56	21.56	15.82
$N_{barre}/face$	18HA14	14HA14	14HA14	14HA12
$S_t (cm)$	9	12	12	13
$Ah_{cal} (cm^2)$	0.97	0.76	0.57	0.73
$Ah_{min} (cm^2)$	6.885	0.45	6.885	6.885
$Ah_{adopt}/face (cm^2)$	10.27	10.27	10.27	10.27
$N_{barre}/face$	13HA10	13HA10	13HA10	13HA10
$S_t (cm)$	20	20	20	20

Tableau5-23Ferrailage du voile Vy4

Vy4 L= 3.55 m , e = 0.15 m , h = 3.06 m				
Niveau	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4
$M (KN.m)$	-96.1314	-243.8392	-73.3308	-113.4552
$N (KN)$	-2270.393	-1602.603	-963.139	- 426.472
$V(KN)$	532.968	459.875	283.612	149.891
$\tau (MPa)$	1.557	1.343	0.828	0.438
$A_v^{cal} / face$	33.80	26	14.737	7.509
$A_v^{min} (cm^2)$	10.65	10.65	10.65	10.65
$A_v^{adp} / face$	33.88	27.72	18.08	18.08
N_{barre}	22HA14	18HA14	16HA12	16HA12
$S_t (cm)$	14	18	22	20
$A_h^{cal} / face$	-1.46	-1.26	-0.82	-0.41
$A_h^{min} (cm^2)$	6.885	6.885	6.885	6.885
$A_h^{adp} / face$	7.03	7.03	7.03	7.03
N_{barre}	14HA8	14HA8	14HA8	14HA8
$S_t (cm)$	20	20	20	20

Schéma de ferrailage

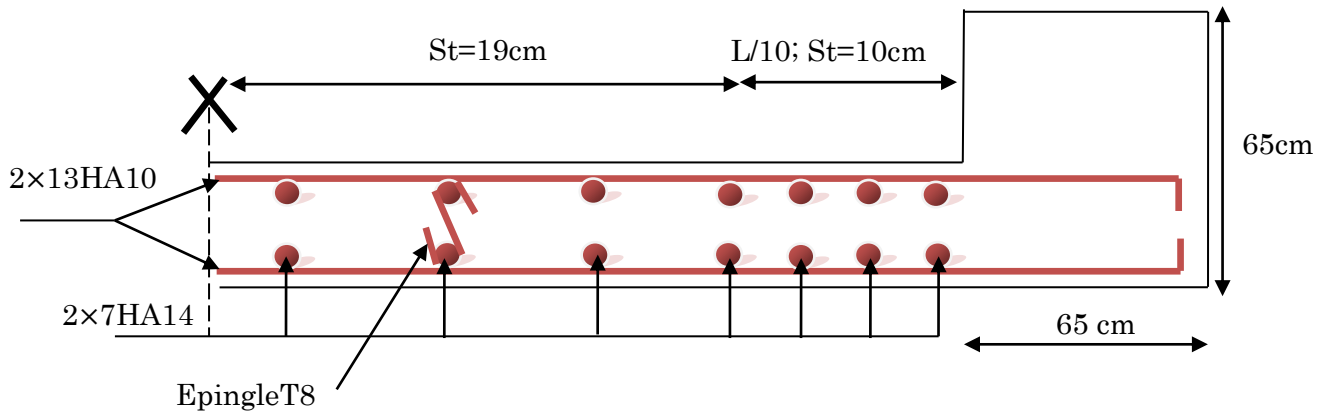


Figure 5-8 Schéma de ferrailage du voile Vx1 de la zone 1

Chapitre 6 Etude de l'infrastructure

6.1. Introduction

La fondation est une partie essentielle de l'ouvrage en général et de l'infrastructure en particulier, car comme elle est en contact avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol ; la fondation a aussi comme rôles :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les tassements différentiels éventuels.
- ❖ $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars.
- ❖ La profondeur d'ancrage = 2 m.

a. Combinaison de calcul à considérer :

Dans le cas particulier de point d'appui soumis à une charge dite centrée, les combinaisons d'action de calcul à considérer d'après le RPA99 sont : $G + Q + E$; $0.8 G \pm E$

b. Choix de type de fondations :

Plusieurs types de fondations existent, et le choix du type à adopter se fait en tenant compte des conditions suivantes :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Charges transmises de la superstructure au sol.
- Distances entre les différents points d'appuis.
- Système structural adopté

D'après le rapport de sol et compte tenu des résultats obtenus dans les différents essais, l'ouvrage en questions sera implanté dans un sol ayant un taux de travail de 2 bars.

La structure reposera sur un radier général.

Vérification du radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par le fut et le croisement des nervures principales, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé

infiniment rigide). dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

Pré-dimensionnement

1. Condition de coffrage :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots(1)$$

h_t : Hauteur de la nervure.

$L_{\max}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$h_t \geq \frac{535}{10} \Rightarrow h_t \geq 53.5 \text{ cm}$$

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \dots\dots\dots(2)$$

h_r : Hauteur de la dalle.

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow h_r \geq 26.75 \text{ cm} ; \text{ On opte pour une hauteur de : } h_r = 40 \text{ cm}$$

2. Condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{\max} \dots\dots\dots \text{radier rigide.} \quad \text{et} \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

L_e : Longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN} / \text{m}^2$

I : Inertie de la section du radier.

b : La largeur du radier.

k : Coefficient de réaction du sol, $k = 4 \times 10^4 \text{ KN} / \text{m}^3$

Pour un radier rigide, on doit vérifier ceci , $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \leq L_e$

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times k}{\pi^4 \times E}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.35^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} \Rightarrow h_t \geq 79.5 \text{ cm}$$

A partir des deux conditions (1) et (2), on choisit :

- La hauteur de la nervure $h_t = 80 \text{ cm}$
- La hauteur du radier $h_r = 40 \text{ cm}$

6.1.1. Calcul de surfaces et poids du radier.

Tableau 6-1 efforts globaux a la base de la structure

Combinaisons	Effort normal N(KN)
G+Q+Ey	57662.105
0.8G+Ey	37463.237

$N_s = 57662.105 \text{ KN}$ (Poids total de la superstructure déduit par le logiciel SAP2000 V14).

Poids du radier (nervures + dalle) = 4436.075.KN

$$N_t = 62098.18 \text{ KN}$$

$$\frac{N_t}{S_{\text{radier}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{N_t}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{62.09818}{0.2} = 310.49 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est donc égale à : $S_{\text{bâtiment}} = 465.845 \text{ m}^2$

$S_{\text{radier}} < S_{\text{bâtiment}} \Rightarrow$ On choisit un radier général sans débord.

$$S_{\text{radier}} = 466 \text{ m}^2$$

6.1.2. Les Vérifications nécessaires

Vérification de la poussée hydrostatique

$$P = F \times H \times S_{\text{radier}} \times \gamma_w$$

γ_w : poids volumique de l'eau, $\gamma_w = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$

F : Coefficient de sécurité, $F = 1.5$

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment, $H = 2 \text{ m}$

S : surface totale du radier, $S = 466 \text{ m}^2$

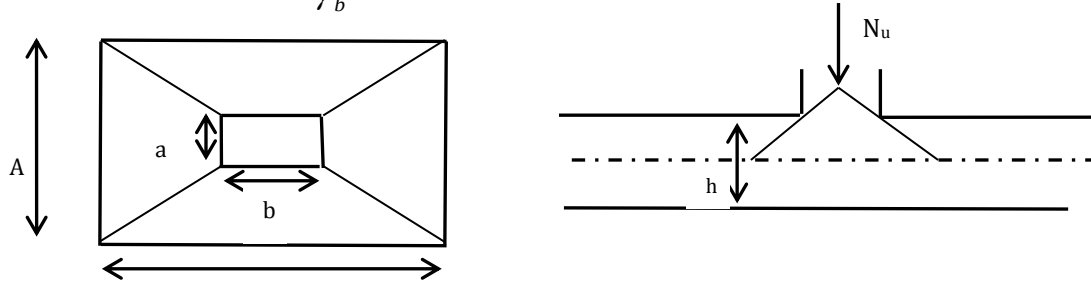
$$P = 1.5 \times 2 \times 466 \times 10 = 13980 \text{ KN}$$

$$P = 13980 \text{ KN} < N_t = 62098.18 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement d'une dalle (radier) se manifeste au niveau des charges concentrées, la résistance au poinçonnement est satisfaite si la condition suivante est vérifiée :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad [1] \text{ (A.5.2.42)}$$



B Figure 6-1 Schéma du poinçonnement.

N_u : effort normal de calcul sur le poteau le plus sollicité.

U_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B) \Rightarrow \begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \Rightarrow U_c = 4 \times (0.65 + 0.8) = 5.8 \text{ m}$$

$$N_u = 2.810826 \text{ MN} \leq 0.045 \times 5.8 \times 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 4.54 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{ad} = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right) = 3.26 \text{ Mpa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$,

N : C'est la somme des efforts de tous les poteaux sur le radier.

$$V_u = \frac{N \times L_{\max} \times b}{2 \times S_{\text{radier}}}$$

$$V_u = \frac{57662.105 \times 5.35 \times 1}{2 \times 465.845} = 331.10 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 0.4 = 0.36 \text{ m}$$

$\tau_u = \frac{0.331}{1 \times 0.36} = 0.919 \text{ Mpa} \leq \tau_{ad} = 3.26 \text{ Mpa} \Rightarrow$ Il n'y aura pas de risque de rupture par cisaillement.

Vérification des contraintes dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal

La formule suivante doit être vérifiée : $\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

σ_{moy} : Contrainte moyenne du radier.

σ_1 et σ_2 : contraintes maximales et minimales dans les deux extrémités du radier.

N : effort normal dû aux charges verticales.

A partir du programme *socotec* on a déterminé :

$$I_x = 20076.028 m^4 \quad \text{et} \quad X_G = 10.36 m$$

$$I_y = 13706.5918 m^4 \quad \text{et} \quad Y_G = 12.24 m$$

- Dans le sens x-x :

$$N = 46290.98 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_y = 93120.55 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G = 169.72 \text{ KN/m}^2, \quad \sigma_2 = 28.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 134.52 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ Kpa}$$

- Dans le sens y-y :

$$N = 46290.98 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_x = 116279.15 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} \pm \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = 159.34 \text{ KN/m}^2, \quad \sigma_2 = 28.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 126.615 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ Kpa}$$

Vérification de la stabilité au renversement

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$ [2] (Art 10.1.5)

- Selon x-x :

$$e_x = \frac{M_y}{N} = \frac{93120.55}{46290.98} = 2.01m < \frac{B}{4}$$

- Selon y-y :

$$e_y = \frac{M_x}{N} = \frac{39795.38}{46290.98} = 0.85m < \frac{B}{4}$$

La condition de stabilité au renversement a été vérifiée.

6.2. Le ferrailage

6.2.1. Dalle du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension $l_x = 2.9m$ et $l_y = 5.35m$

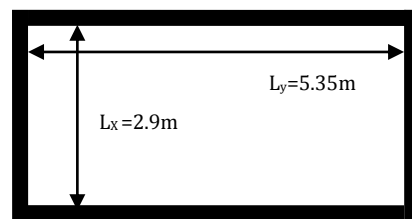


Figure 6-2 Dalle sur quatre appuis

Détermination des sollicitations sur le panneau :

$$q_u = \frac{N}{S_{radier}} = \frac{62098.18}{466} = 133.25KN / m^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{62098.62}{466} = 133.22KN / m^2$$

N_u : Effort ultime (avec le poids du radier)

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.54 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.54 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0908 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \quad (\text{Annexe 2})$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0.4m^2$

Condition de non fragilité:

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$\begin{aligned} h_r &= e = 40 \text{ cm} \\ b &= 100 \text{ cm} \\ \rho &= 0.54 \end{aligned} \quad \begin{cases} A_{\min}^x = 3.936 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 3.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

Tableau 6-2 Résumé des résultats.

		$M (KNm)$	$A_{calc} (cm^2/ml)$	$A_{min} (cm^2/ml)$	$A_{adop} (cm^2/ml)$	$S_t (cm)$
Sens x-x	Travée	86.487	7.29	3.94	5T14=7.70	20
	Appui	50.87	4.23	3.94	5T14=7.70	20
Sens y-y	Travée	21.615	1.785	3.2	5T12=5.65	20
	Appui	12.71	1.047	3.2	5T12=5.65	20

Vérification de l'effort tranchant:

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 177.85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{177.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.52 \text{ MPa} \quad [3] \text{ (Art A.5.2.2)}$$

$$\tau_u = 0.5 \text{ MPa} \leq 1.52 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires).

Vérification à l'ELS :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201.63 \text{ Mpa.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau 6-3 Résumé des résultats

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	86.487	7.49	332.49	15	201.63
	M_a	50.87	4.4	195.56	15	201.63
y-y	M_t	21.615	2.09	113.69	15	201.63
	M_a	12.71	1.22	66.85	15	201.63

Remarque:

On remarque que la contrainte de l'acier en travée dans le sens x-x n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section de l'acier en travée, soit $5HA16 = 10.05 \text{ cm}^2$.

Schéma de ferrailage

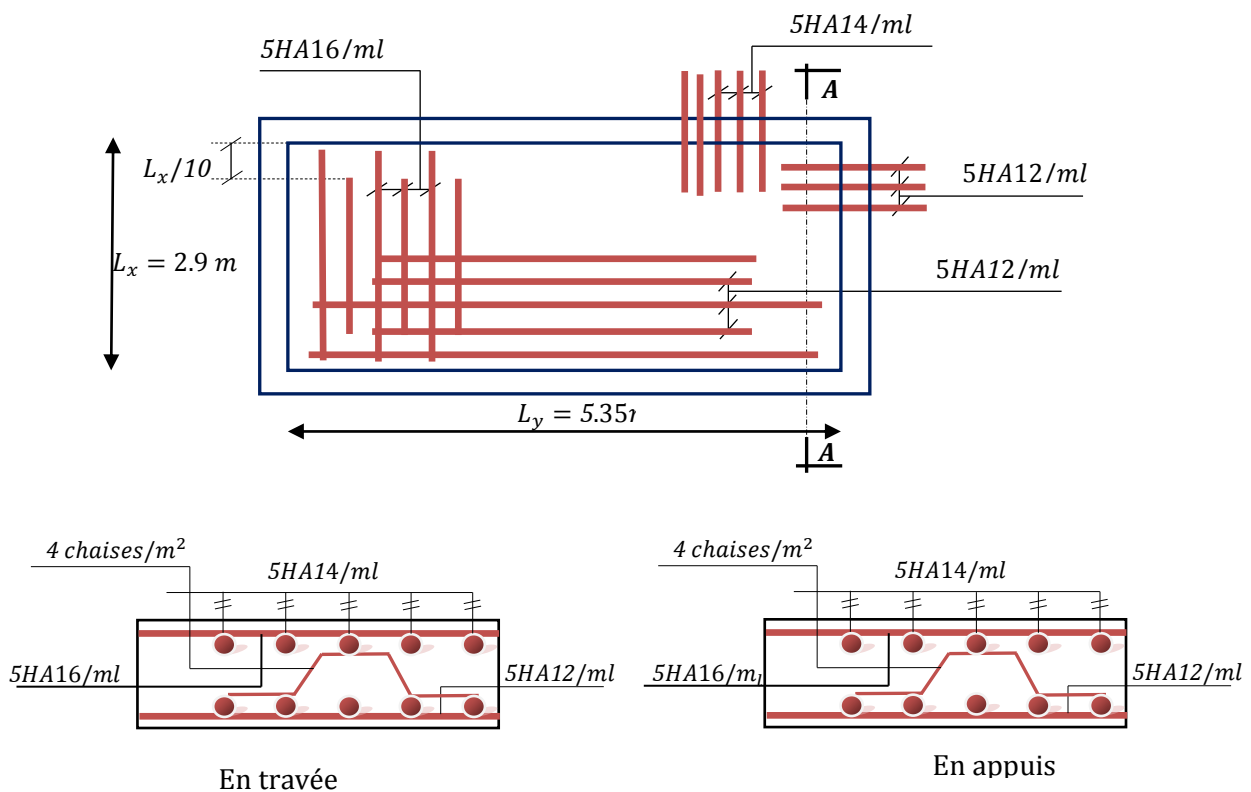


Figure 6-3 Schéma de ferrailage du radier général

6.2.2. Les nervures

Les sollicitations sur les nervures :

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

$\rho = 0.54 \Rightarrow$ La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- P_m : charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.
- P_v : charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$
$P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} ; \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$$Q_u = 133.25 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q_s = 133.22 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Calcul des sollicitations :

Sens longitudinal (x-x):

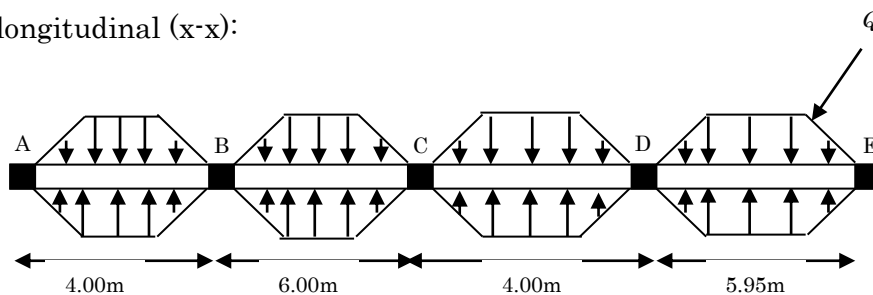


Figure 6-4 Schéma statique des nervures longitudinales dans le sens x-x

Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \quad \text{avec :} \quad M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

Sens transversal (y-y) :

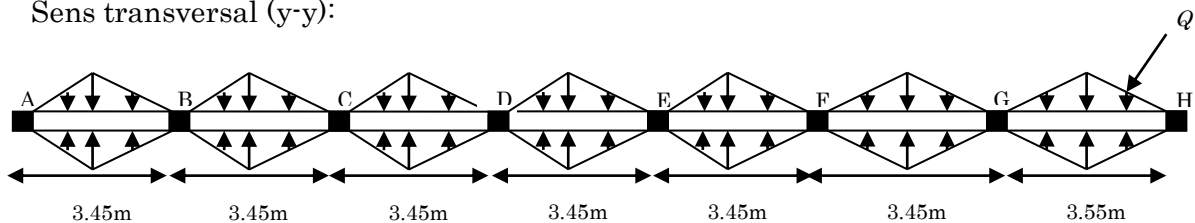


Figure 6-5 Schema statique des nervures transversales dans le sens y-y

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6-4 Sollicitations de la nervure dans le sens x-x

Localisation	Travée	Appui
M_U (KN.m)	632.165	-681.941
M_S (KN.m)	630.391	- 629.176
V (KN)	776.837	

Tableau 6-5 Sollicitations de la nervure dans le sens y-y

Localisation	Travée	Appui
M_U (KN.m)	263.089	-312.815
M_S (KN.m)	262.736	-312.26
V (KN)	531.816	

➤ Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$h_0 = 40 \text{ cm}$$

$$b_0 = 65 \text{ cm}$$

$$d = 75 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right)$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0$$

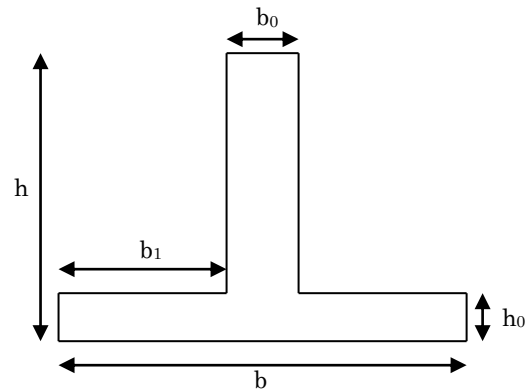


Figure 6-6 Section à ferrailer

	b_1 (cm)	b (cm)
Sens x-x	30	125
sens y-y	25	115

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6-6 Résumé des résultats

Sens	n	1)	2)	3)	
x-x		5			
		1			9
y-y		9			
		5			

Vérification des contraintes tangentielles:

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration nuisible suivante :

$$\tau = \frac{v}{b \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right)$$

Tableau 6-7 Vérification des contraintes tangentielles

	V_u (MN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Sens x-x	0.776	1.59	3.33	Vérifiée
Sens y-y	0.531	1.18	3.33	Vérifiée

Les armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l_{\max}}\right) = \min(2.2; 6; 2.5) = 2.2 \text{ cm}, \quad \text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

-Les espacements des aciers transversaux :

Pour les armatures transversales, on opte pour l'ensemble des nervures de quantité d'armatures suivante :

$$A_t = 2 \text{ cadres HA10} + \text{épingle HA10} \Rightarrow 5\text{HA10} = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$1) St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 67.5 \text{ cm}$$

$$2) St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.8 \times 3.93 \times 400}{60(1.18 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 38 \text{ cm}$$

$$3) St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{3.93 \times 400}{0.4 \times 60} = 65.5 \text{ cm}$$

Soit: $St = 15 \text{ cm}$.

Verification des constraints

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6-8 Résumé des résultats

Sens	n	$\sigma_b \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_b \text{ (MPa)}$	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_s \text{ (MPa)}$	
x-x						
y-y						

Les armatures de peaux

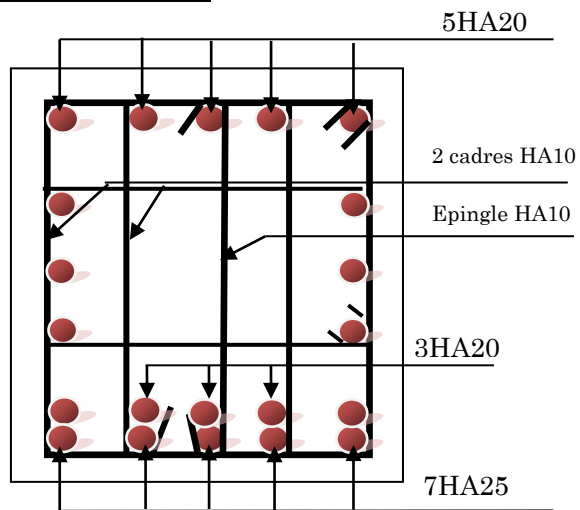
Les aciers de peau ne reprennent aucune sollicitation, ils empêchent la fissuration du béton, et sont utilisés dans le cas des poutres de grande hauteur ($h > 60 \text{ cm}$).

$$A_p = 0.2\% \times (b \times h) \Rightarrow A_p = 10.40 \text{ cm}^2 \quad (\text{dans les deux faces})$$

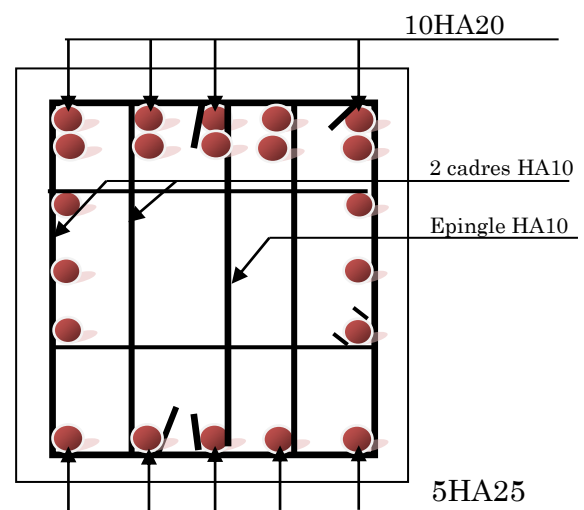
On choisit 6HA16 = 12.06 cm²

Schéma de ferrailage

Selon le sens x-x

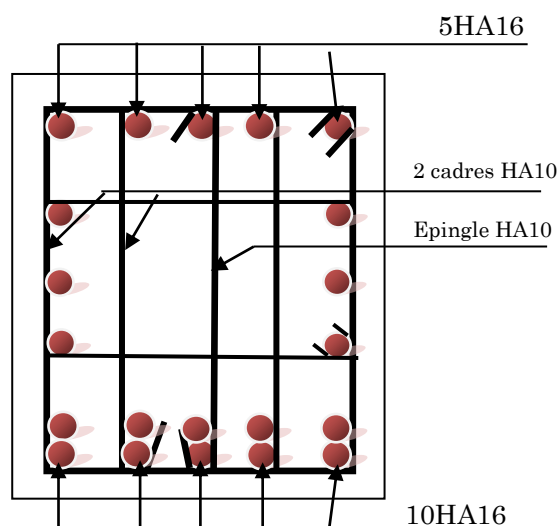


En appuis

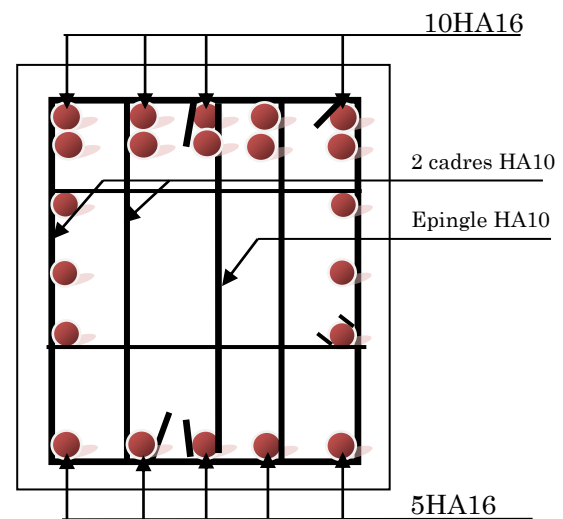


En travées

Selon le sens y-y



En appuis



En travées

Figure 6-7 Schémas de ferrailage des nervures

Chapitre 7 Etude dynamique de la piscine

7.1. Introduction

Dans cette deuxième partie du projet, notre travail consiste à étudier une piscine surélevée sur un RDC. Les piscines représentent des ouvrages dont le calcul est assimilé à celui des réservoirs, La paroi constituant le fond du bassin peut être directement posée sur le sol ou être supportée par des éléments porteurs.

L'objet de cette étude est de présenter un modèle de calcul dynamique où on fait une assimilation à un calcul d'un réservoir surélevé. En raison des interactions fluide_structure, le comportement sismique des réservoirs surélevés présente un phénomène complexe. Le dimensionnement de telle structure nécessite une connaissance approfondie de leur comportement sismique ainsi que des facteurs qui l'affectent. Parmi ces facteurs on peut distinguer, l'effet des conditions de pose, l'effet de site, l'effet de l'interaction sol-structure et l'effet d'interaction fluide_structure [7].

Au cours des différents séismes passés [8], plusieurs réservoirs surélevés ont été endommagés ou se sont effondrés ,malgré le fait que des solutions approchées pour les cas les plus simples de la réponse sismique des réservoirs soient actuellement connues depuis les années soixante dix [9], le traitement des cas les plus complexes est toujours incomplet même si beaucoup de chercheurs continuent à mener des études sur le comportement dynamique des réservoirs. Des investigations ont été conduites pour chercher des améliorations possibles de leurs conceptions afin de bien résister à des séismes de fortes intensités.

Une analyse de la réponse sismique de structures telles que des réservoirs de stockage, nécessite la considération des effets d'interaction fluide_structure. Cet effet peut introduire des modifications des caractéristiques modales de la structure, telles que les modes propres de vibration [13]. La nature d'un ouvrage telle qu'une piscine surélevée nécessite de faire une étude ayant pour but de déterminer les caractéristiques de son comportement lorsqu'elle est sollicitée par un séisme [14].

Dans notre projet, il est question d'étudier une piscine surélevée en béton armé d'une capacité de 250 m³ et de 10.35 m de largeur, 12m de longueur avec une structure de support composée de 16 poteaux connectés entre eux avec des poutres. Pour ce faire,

trois modèles ont été réalisés, un degré de liberté, deux degrés de liberté et un modèle en éléments finis en trois dimensions. Notre objectif est d'étudier l'effet de l'eau sur le comportement de la structure.

7.2. Interaction fluide_structure

L'étude des problèmes d'interaction fluide_structure est un sujet de recherche croissant depuis quelques années. Divers domaines de la recherche sont confrontés à ces problématiques. En pratique, un grand nombre de situations font intervenir des phénomènes d'interaction fluide-structure à titre d'exemple [10] dans les cas suivants:

- Réservoirs partiellement remplis de liquide subissant l'effet de ballonnement de la surface libre du liquide.
- Ponts suspendus, gratte-ciel et câbles vibrants sous l'effet de vent
- Le flottement des ailes d'avion
- En biomécanique, la déformation des vaisseaux sanguins sous l'effet du rythme cardiaque ...

Les phénomènes d'interaction fluide-structure font partie des problèmes multi-physiques. Les deux matériaux en présence n'obéissent pas aux mêmes lois de comportement, mais ils interagissent dans un système fortement couplé [11].

L'interaction est définie comme un couplage mécanique entre les deux milieux qui s'opère dans les deux sens au niveau de leur surface de contact ; les déformations de la structure sous l'effet des efforts imposés par l'écoulement du fluide, modifient la configuration de l'interface fluide_structure, les conditions d'écoulement du fluide en sont affectées ce qui induit une modification de l'effort exercé sur la structure au niveau de l'interface, bouclant le cycle de l'interaction tel que le montre la (Figure1).

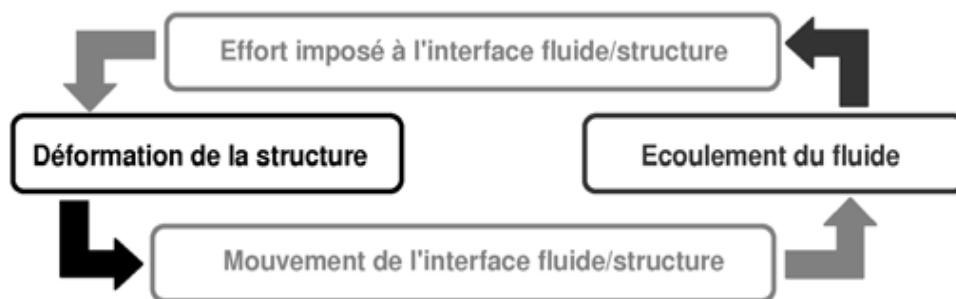


Figure 7-1 Mécanisme de couplage fluide_structure

Il existe deux types de couplage, le couplage faible dans lequel seule l'action du fluide qui s'exerce sur le solide est considérée, et le couplage fort dans lequel chaque perturbation de la boucle de rétroaction (Figure1), déstabilise le cycle entier qui converge vers une nouvelle position d'équilibre. Dans certains cas, les hypothèses choisies permettent de linéariser les équations et d'exprimer simplement le comportement du fluide et du solide à l'aide de formules analytiques, en revanche dans d'autres cas, la nature physique fortement non-linéaire des problèmes nécessite des modèles numériques poussés.

Des études théoriques utilisaient des modèles simplifiés en faisant des suppositions soit du chargement dû au fluide sur le solide, soit sur le mouvement de la structure. Avec l'évolution des moyens informatiques et l'accroissement des capacités de calcul ces dernières années, d'autres approches avec une plus grande rigueur ont vu le jour. Ces dernières reposent sur des modèles mathématiques plus complexes en particulier la méthode des éléments finis.

7.3. Quelques méthodes de prise en compte de l'interaction fluide_structure

Les méthodes proposées pour la prise en compte de l'interaction fluide_structure sont diverses. Parmi elles, la méthode de Housner, les recommandations de l'Eurocode-8 et la méthode des éléments finis.

7.3.1. Méthode de Housner

Housner publia des travaux dans lesquels il formula la méthode analytique simplifiée encore employée de nos jours par les ingénieurs de la pratique, permettant d'estimer la réponse d'un liquide dans des réservoirs rectangulaires ou cylindriques rigides, excités de manière sismique [12].

Cette méthode utilise la décomposition de la pression hydrodynamique en pression impulsive et convective. La pression impulsive est modélisée par une masse rigidement connectée aux parois du réservoir et la pression convective est modélisée par une série de masses reliées aux parois par des ressorts, avec des tailles décroissantes représentant les différents modes de ballotement. Les masses sont fixées au niveau des résultantes des différentes constituantes de la pression tel que montré sur la figure 2.

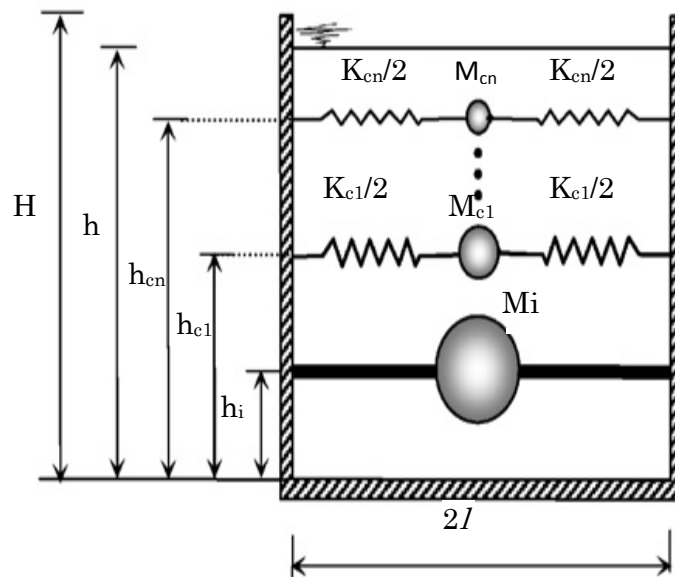
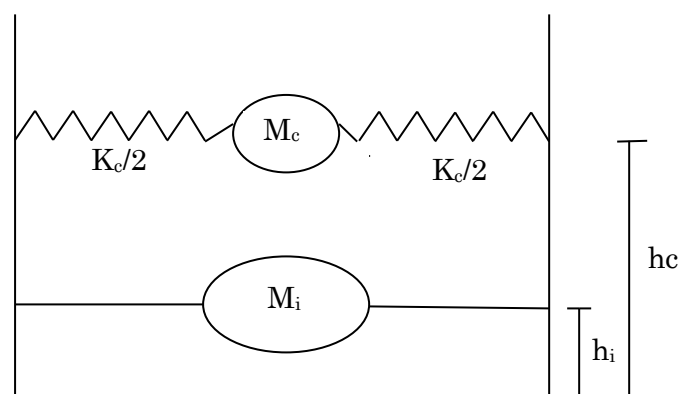


Figure 7-2 Modèle de Housner (1957) [8]

Housner (1963) ne conserve que le premier mode de ballottement dans son modèle, ceci est justifié par le fait que c'est le mode qui a le plus d'importance dans la réponse à une excitation sismique.

Les figures (3 et 4) représentent la modélisation simplifiée à l'aide de masses et ressorts pour un mode de ballottement.

- **Réservoir posé au sol :**

Figure 7-3 Modèle de masse passive M_i et de masse active M_c [8]

▪ **Réservoir surélevé :**

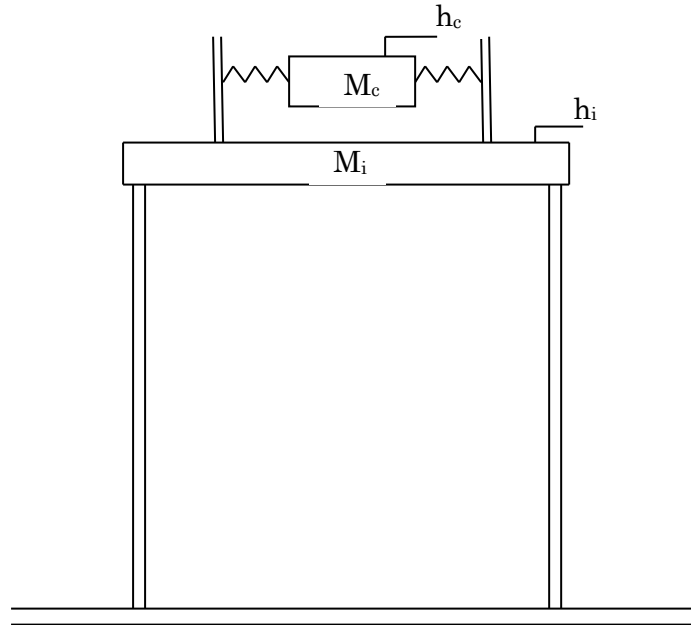


Figure 7-4 Modèle mécanique de Housner pour un réservoir surélevé [8]

Les expressions de la masse et rigidité équivalente ainsi que h_i et h_c sont données par [12,8].

❖ Pour un réservoir rectangulaire de longueur $2l$ et d'une profondeur d'eau h :

- Masse impulsive M_i

Si $\frac{h}{l} \leq 1.5 \Rightarrow$ le Calcul se fait en considérant un réservoir rectangulaire [8].

$$\frac{h}{l} = \frac{1.8}{6} \Rightarrow 0.3 \leq 1.5$$

$$M_i = \frac{h}{1.732 \times l} \times \tanh\left(1.732 \times \frac{l}{h}\right) M_e \Rightarrow M_i = 43301 \text{ Kg}$$

- Masse convective M_c

$$M_c = 0.527 \times \frac{l}{h} \times \tanh\left(1.581 \times \frac{h}{l}\right) M_e \Rightarrow M_c = 193965 \text{ Kg}$$

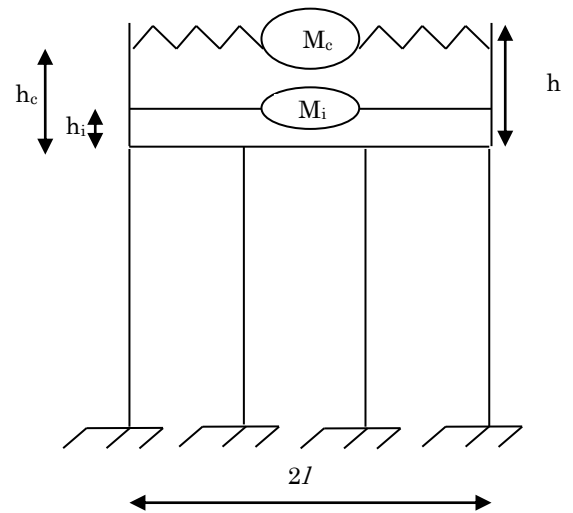


Figure 7-5 Schéma de la piscine

- Hauteur convective et impulsive h_c et h_i

$$h_c = 1 - \frac{\cosh\left[1.581 \times \left(\frac{h}{l}\right)\right] - 1}{1.581 \times \frac{h}{l} \times \sinh\left[1.581 \times \left(\frac{h}{l}\right)\right]} \times h \Rightarrow h_c = 0.92 \text{ m}$$

$$h_i = \frac{3}{8} \times h \Rightarrow h_i = 0.675 \text{ m}$$

- Rigidité convective K_c

$$K_c = M_c \times \frac{g}{l} \times 1.581 \times \tanh \times \frac{1.581 \times h}{l} \Rightarrow K_c = 221.446 \text{ KN / m}$$

M_e : masse total de l'eau.

M_i : masse impulsive.

M_c : masse convective.

K_c : rigidité convective.

h_i et h_c : localisation de masse impulsive et convective respectivement.

g : accélération gravitationnelle.

7.3.2. Méthodes utilisant les recommandations de l'Eurocode-8

Selon l'Eurocode-8 [7], la masse impulsive M_i et la masse convective M_c , la hauteur h_i et la hauteur h_c sont représentées dans le tableau sous forme de fraction de la masse du liquide M_e et la hauteur totale h .

Tableau 7-1 Caractéristiques proposées par l'EC-8

h/l	M_i/M_e	M_c/M_e	h_i/h	h_c/h
0.3	0.176	0.824	0.400	0.521
0.5	0.300	0.700	0.400	0.543
0.7	0.414	0.586	0.401	0.571
1	0.548	0.452	0.419	0.616
1.5	0.686	0.314	0.439	0.690
2	0.763	0.237	0.448	0.751
2.5	0.810	0.190	0.452	0.794
3	0.842	0.158	0.453	0.825

Le calcul des masses et des hauteurs impulsives et convectives sont obtenues par :

Pour le cas qu'on a : $\frac{h}{l} = 0.30$

- Masse impulsive M_i

$$\begin{cases} 0.3 \rightarrow \frac{M_i}{M_e} \\ 0.3 \rightarrow 0.176 \end{cases} \Rightarrow M_i = 44000 \text{ Kg}$$

- Masse convective M_c

$$\begin{cases} 0.3 \rightarrow \frac{M_c}{M_e} \\ 0.3 \rightarrow 0.824 \end{cases} \Rightarrow M_c = 206000 \text{ Kg}$$

- Hauteur impulsive h_i

$$\begin{cases} 0.3 \rightarrow \frac{h_i}{h} \\ 0.3 \rightarrow 0.4 \end{cases} \Rightarrow h_i = 0.72 \text{ m}$$

- Hauteur convective h_c

$$\begin{cases} 0.3 \rightarrow \frac{h_c}{h} \\ 0.3 \rightarrow 0.521 \end{cases} \Rightarrow h_c = 0.94 \text{ m}$$

- Rigidité convective K_c

$$K_c = M_c \times \frac{g}{l} \times 1.581 \times \tanh \times \frac{1.581 \times h}{l} \Rightarrow K_c = 235.186 \text{ KN / m}$$

7.3.3. Méthode des éléments finis

L'idée fondamentale derrière la méthode des éléments finis consiste à approcher la solution d'un problème complexe en le divisant en problèmes plus simples [14], ou une forme complexe en un grand nombre de sous-domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds.

Cette méthode est maintenant reconnue comme l'une des principales méthodes de résolution des équations aux dérivées partielles (EDP) dans des géométries quelconques, que ce soit en dimension un, deux ou trois [14].

La modélisation du couplage fluide-structure développée par la méthode des éléments finis (MEF) est une discipline récente qui a pour objectif d'analyser, de modéliser et de simuler différents problèmes d'interaction fluide-structure, elle conduit à des équations différentielles avec des conditions aux limites qui deviennent accessibles pour des structures solides, chaleur, fluideetc.

7.4. Modélisation

Les modèles utilisés pour déterminer les effets sismiques sur les réservoirs doivent reproduire avec une précision satisfaisante la raideur, la masse et les propriétés géométriques de la structure et tenir compte de la réponse hydrodynamique du liquide contenu [6]. Les modèles mécaniques simplifiés équivalents (masse-ressort) à un degré de liberté et à deux degrés de libertés sont montrés dans les figures 6 et 7 respectivement.

a) Modèle à un degré de liberté (1 DDL)

Le concept qui permet d'analyser des réservoirs surélevés comme un modèle à 1ddl a été suggéré dans les années 1950 [7]. Pour traiter ce concept, le réservoir est considéré complètement rempli ou totalement vide.

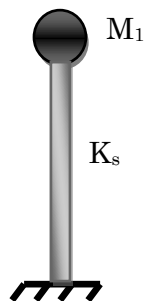


Figure 7-6 Modèle à 1 ddl avec l'eau

Dans ce modèle, le réservoir (piscine) est supposé avoir un comportement semblable à celui d'une console de rigidité K_s donnée par : [8].

$$K_s = \frac{3EI}{l_{cg}^3}$$

Où l_{cg} est la distance entre la base de l'ouvrage et le centre de gravité de l'eau stockée, E est le module de Young du matériau et I est le moment d'inertie de la section.

Pour ce modèle, la masse M_1 se compose du poids propre du bassin M_v , la masse totale de l'eau M_e et 66% du poids propre de la structure de support M_{ss} [12].

$$M_1 = M_e + 0.66 \times M_{ss} + M_v$$

Le calcul des caractéristiques du modèle à un degré de liberté a donné :

$$K_s = 99532.8 \text{ KN/m} \quad \text{et} \quad M_1 = 379192 \text{ Kg}$$

b) Modèle à deux degrés de liberté (2 DDLs)

Concernant ce modèle, schématisé sur la figure 7, l'action du liquide est décomposée en deux :

- Action passive provoquant des efforts inertiels engendrée par la masse impulsive.
- Action active provoquant des efforts de ballottement engendrée par la masse convective.

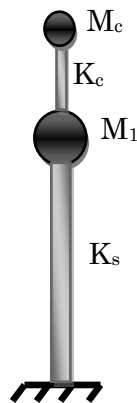


Figure 7-7 Modèle à 2ddl

K_c : rigidité convective.

M_c : masse convective.

Les caractéristiques du modèle à 2 ddls trouvées en utilisant les expressions de Housner et les recommandations de l'Eurocode-8 sont reportées dans le tableau qui suit :

caractéristiques	Housner	EC8
Mi (Kg)	43301	44000
M ₁ (Kg)	133522	173192
Mc (Kg)	193965	206000
hi(m)	0.675	0.72
hc(m)	0.92	0.94
Kc (KN/m)	221.446	235.186
Ks (KN/m)	128600	

Ces résultats montrent que la rigidité K_c et la masse M_c obtenues par l'Eurocode-8 sont supérieures à celles trouvées par les expressions de Housner. En calculant le taux d'erreur de la rigidité et de la masse on trouve :

$$\Delta M_c = \frac{206000 - 193965}{206000} \times 100 = 5.84\%$$

$$\Delta K_c = \frac{235.186 - 221.446}{235.186} \times 100 = 5.84\%$$

On peut remarquer que le taux d'erreur entre les masses et entre les rigidités est le même, ceci va nous ramener à des périodes très proches.

Commentaire

La masse convective représente 81% de la masse totale de l'eau, ce qui fait que cette masse est très grande par rapport à la masse impulsive. Ceci s'explique par le fait que la hauteur de la piscine est petite, ce qui n'est pas le cas pour les réservoirs surélevés de grandes hauteurs étudiés par exemple dans [7,9].

c) Modèle 3D

La structure est discrétisée en 3D par éléments finis telle que montrée sur la figure 7, les poteaux et les poutres sont représentés par des éléments de poutres de Bernoulli à six degrés de liberté par élément et le bassin par des éléments coques (Shell) à 24 degrés de liberté par élément. La masse de l'eau supposée inerte est prise en compte dans le poids volumique des parois.

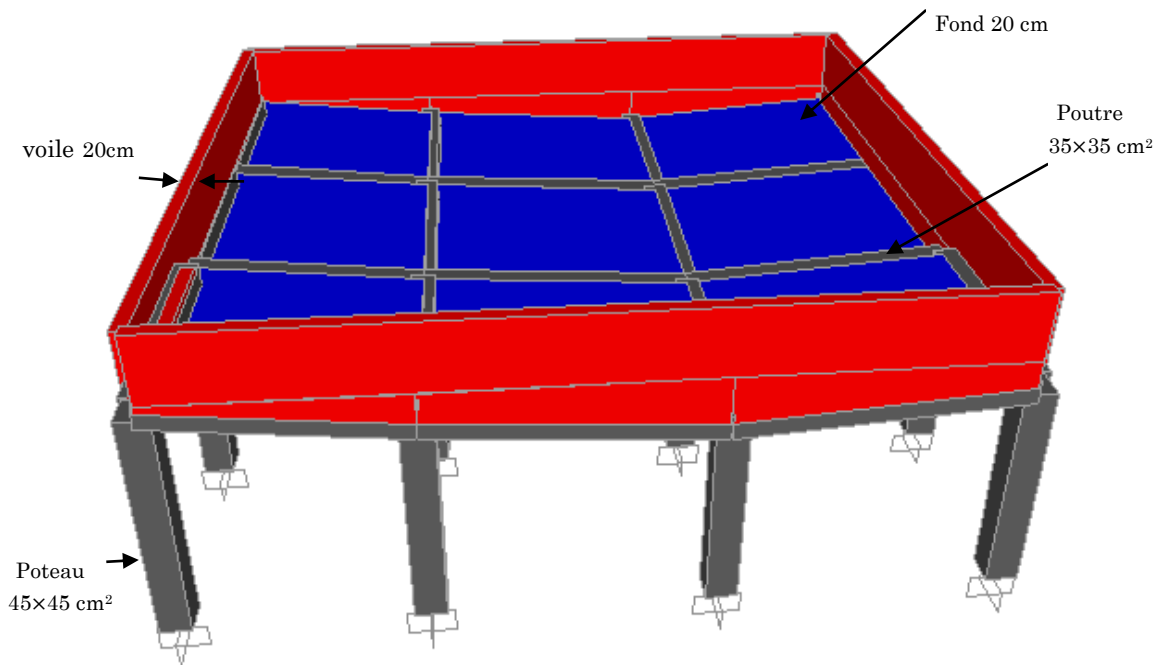


Figure 7-8 Vue en 3D de la piscine

Calcul des modes propres

Dans une première étude, les effets de l'eau stockée dans la piscine et le ballottement de la partie active de l'eau sont mis en évidence par le calcul des périodes des modes propres de vibrations.

- **Effet de l'eau**

Afin d'examiner l'effet de l'eau sur le comportement de la structure, on étudie le modèle d'éléments finis 3D avec et sans l'eau. La période du mode fondamental calculée par le modèle tridimensionnel sans l'eau est de $T_{se} = 0.100$ s, cette période augmente en présence de l'eau pour atteindre une valeur de $T_{ae} = 0.150$ s, soit une augmentation de l'ordre de 50%. Cela est prévisible du fait que l'eau ne fait qu'ajouter de la masse à la structure alors que sa rigidité reste constante.

- **Effet du ballottement**

Les modèles à 2ddl tiennent compte de l'effet inertiel ainsi que l'effet du ballottement. L'analyse modale donne deux modes séparés dont le premier correspond au ballottement de période T_c et le second de période T_i correspond au mode de déformation de la structure avec la masse impulsive du fluide. Les valeurs de ces périodes sont données ci-dessous :

Pour Housner, $T_c = 18.611$ s et $T_i = 0.727$ s

Pour l'Eurocode-8, $T_c = 18.612$ s et $T_i = 0.728$ s

Les périodes obtenues par les expressions données par l'EC-8 sont similaires à celles calculées par les expressions suggérées par Housner, bien que leurs masses et rigidités soient différentes.

Le calcul de la période fondamentale en utilisant le modèle 1ddl où la totalité de la masse de l'eau contribue aux effets inertiels a donné $T_{1ddl} = 1.226$ s. Alors que dans le modèle à 2ddl où seulement la masse impulsive participe aux effets inertiels, la période est de l'ordre de $T_i = 0.727$ s. On peut constater que négliger le ballonnement de l'eau conduirait à une surestimation de la période fondamentale.

7.5. Réponse sismique

Une étude d'excitation sismique est faite dans le but de calculer les efforts tranchants à la base de la structure, cette dernière est soumise à des excitations en utilisant l'enregistrement accélérométrique de la composante horizontale Est-West (E-W) lors du séisme du 21 Mai 2003 à Dar El Beida.

La figure 9 représente les douze premières secondes de cet accélérogramme.

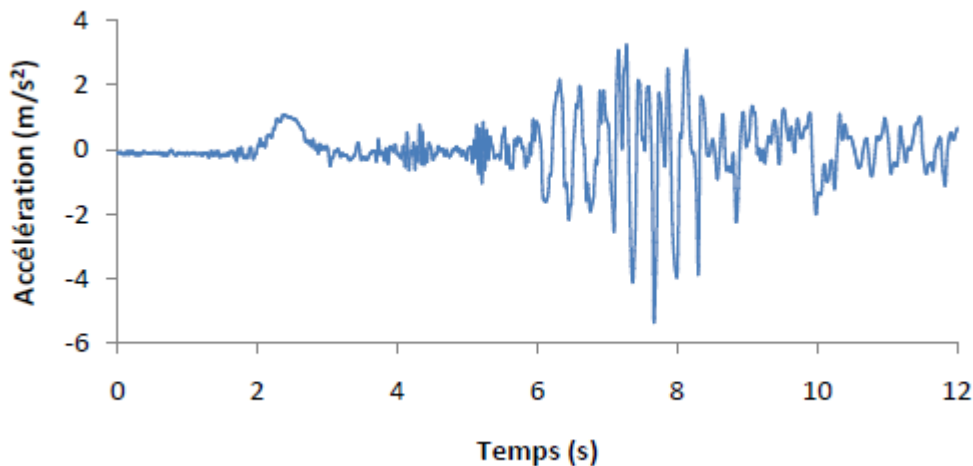


Figure 7-9 Accélération sismique du séisme de Boumèrdes

➤ Effet de l'eau

L'effet de l'eau est mis en évidence en calculant les efforts tranchants à la base du modèle éléments finis 3D avec et sans l'eau. Les courbes sont représentées sur la figure 10.

On remarque une amplification de l'effort tranchant en présence de l'eau, ce qui est en concordance avec les périodes propres obtenues. En effet, la masse de l'eau fait augmenter les effets inertiels du système. De plus, les pics augmentent de 988.24 KN à 5470.25 KN soit une amplification de l'ordre de 18%.

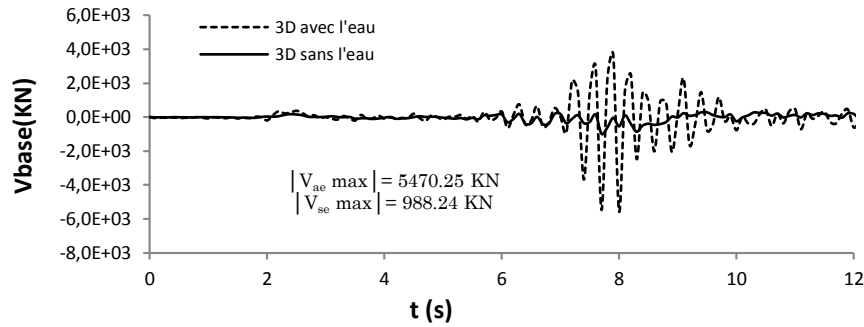


Figure 7-10 Les efforts tranchant à la base dans le modèle 3D

➤ Effet de ballottement

L'effet de la partie active de l'eau sur le comportement sismique de notre système est mis en évidence en calculant l'effort tranchant à la base des modèles 2ddls (Housner et l'Eurocode-8) qui tiennent compte du ballottement, ainsi que le modèle 1ddl (sans ballottement), tel qu'il est représenté sur la figure 11.

Les modèles 2ddls (Housner et l'EC-8) donnent les mêmes résultats aussi bien pour les périodes propres que les efforts tranchants à la base. Une amplification des efforts tranchants de l'ordre de 51% dans le modèle 1ddl est due à la participation de toute la masse de l'eau aux effets inertiels, alors que pour le modèle 2ddls, il n'y a que la masse impulsive qui participe aux effets inertiels.

Par ailleurs, on constate qu'il y a un déphasage entre la réponse du modèle 1ddl et 2ddls, ceci s'explique par la prise en compte du mouvement de la masse active dans le modèle 2ddls, ce qui met en évidence l'effet du ballottement.

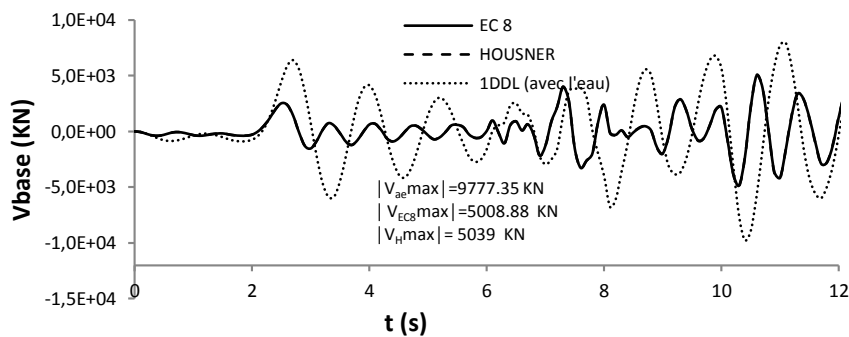


Figure 7-11 Comparaison des efforts tranchants à la base entre le modèle 1ddl et 2 ddls

Conclusion

Dans cette étude, nous nous sommes intéressés au comportement sismique de la piscine surélevée. L'effet de l'eau stockée dans la piscine notamment les effets de ballottement ont été examinés par le calcul des périodes et des efforts tranchants.

A cet effet, plusieurs modèles ont été étudiés et des comparaisons ont été faites pour ces trois modèles (1ddl, 2ddl et 3D) et les résultats montrent que :

- La prise en compte de l'eau induit des effets inertiels supplémentaires sans pour autant modifier la rigidité de la structure.
- Les modèles 2ddls étudiés en utilisant les expressions de Housner et les recommandations données par l'Eurecode-8 sont très proches en termes de périodes et d'efforts tranchants.
- Le modèle 2ddls est le modèle le plus approprié pour montrer le comportement de la partie active de l'eau (ballottement).
- Le phénomène de ballottement fait diminuer la période de vibration de la structure et les efforts tranchants à la base.

Conclusion générale

Le travail réalisé consiste à étudier dans une première partie, un hôtel constitué d'un sous sol, RDC et 8 étages. Le calcul d'une telle structure nécessite une application des règlements en vigueur, notamment le Règlement Parasismique Algérien (RPA) pour assurer une conception parasismique.

La deuxième partie du travail, concerne l'étude d'une piscine surélevée. Dans une telle structure, l'effet d'interaction fluide-structure doit être pris en compte. A cet effet, des modèles simplifiés à 1ddl, à 2ddls et 3D en éléments finis ont été utilisés pour étudier le comportement dynamique de la piscine.

Les conclusions auxquelles on a abouti sont résumées dans les points suivants :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure ce qui permet d'avoir un comportement proche du réel.
- Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions des voiles ont été testées en respectant l'aspect architectural qui est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur civil.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction « voiles portiques ».
- Pour l'infrastructure, vu que le terrain est inondable, la mise en place d'un radier est la plus adéquate.
- Dans le modèle 1ddl, toute la masse de l'eau participe aux effets inertiels qui induisent une surestimation de la période.
- Les modèles 2ddls se décomposent en deux masses, une masse convective (active) et une masse impulsive qui participe aux effets inertiels.
- La prise en compte de l'eau induit des effets inertiels supplémentaires sans pour autant modifier la rigidité de la structure.
- Les modèles 2ddls étudiés en utilisant les expressions de Housner et les recommandations données par l'Eurecode-8 sont très proches en termes de périodes et d'efforts tranchants.
- Le modèle 2ddls est le modèle le plus approprié pour montrer le comportement de la partie active de l'eau (ballotement), ce phénomène fait diminuer la période de vibration de la structure et les efforts tranchants à la base.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure et de se familiariser avec tous les règlements en vigueur. L'intérêt pour nous a été double, apprendre à modéliser, calculer une structure en Béton Armé et analyser le comportement dynamique d'une piscine qui fait intervenir l'interaction fluide_structure.

Toute fois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Bibliographie

- [1] Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91.
- [2] Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / Version 2003.
- [3] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93, Edition CGS, 1993.
- [4] Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 révisés 99.
- [5] DTR.B.C.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitation ». Edition du centre national de la recherche appliquée en génie parasismique, 1988.
- [6] Eurocodes 8, « Conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes-Partie 4: Silos, réservoirs et canalisations », ENV 1998-4.
<http://freeit.free.fr/eurocodes/EC8 4 FA100346.pdf>
- [7] Bouchala.F et Issaadi.N, Mémoire de fin d'étude «Modélisation des réservoirs surélevés », Université A.Mira de Bejaia, 2011.
- [8] Livaoglu.R and Dogangun.A « Investigation of seismic behavior of fluid-rectangular tank-soil/foundation system in frequency domain. Soil Dynamic and Earthquake Engineering », Karadeniz Technical University, Department of Civil Engineering, 61080 Trabzon Turkey, January 2007.
- [9] Ramdani.L et Bendahmene.R, « Etude de la réponse sismique des réservoirs de stockage avec interaction fluide/structure par la méthode des éléments finis », Université A.Mira de Bejaia, 2006.
- [10] Schoubrenner.M « Modélisation de l'interaction fluide/structure », Projet de Fin d'Etude, Spécialité Génie Civil/INSA Strasbourg, Juin 2009.
- [11] Pierre-Antoine Emorine et Al, Rapport de projet, « Modélisation des interactions fluide-structure », Juin 2010.
<http://jerome.vinconneau.perso.neuf.fr/documents/rapports/FSI.pdf>
- [12] George W.Housner, Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 53, No. 2, pp. 381-387.California Institute of Technology February, 1963.

- [13] Seghir.a et Tahakourt.A « Analyse dynamique des systèmes barrage-réservoir avec couplage éléments finis-éléments infinis », Département de Génie Civil, Université A. Mira de Béjaia, 2007.
- [14] Fortin.A et Garon.A, « Les éléments finis de la théorie à la pratique », Université Laval et Ecole polytechnique de Montréal, 1997-2011.